



TUGAS AKHIR - RC14-1501

# MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN DENGAN MENGGUNAKAN METODE *FLAT* *SLAB* DAN *SHEAR WALL*

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
NRP. 3114.106.038

Dosen Pembimbing I :  
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

Dosen Pembimbing II :  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Program Studi Lintas Jalur  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

# **MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN DENGAN MENGGUNAKAN METODE *FLAT* *SLAB* DAN *SHEAR WALL***

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
NRP. 3114.106.038

Dosen Pembimbing I :  
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

Dosen Pembimbing II :  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Program Studi Lintas Jalur  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



**FINAL PROJECT - RC14-1501**

***MODIFICATION OF BUILDING DESIGN AMARIS  
HOTEL MADIUN WITH FLAT SLAB AND SHEAR  
WALL***

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
NRP. 3114.106.038

*Lectures I :*  
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

*Lectures II :*  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**  
**Extension Scholar Study Program**  
**Faculty of Civil Engineering and Planning**  
**Sepuluh Nopember Institute of Technology**  
**Surabaya 2017**

**LEMBAR PENGESAHAN**  
**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG AMARIS**  
**HOTEL MADIUN DENGAN FLAT SLAB DAN SHEAR**  
**WALL**

**TUGAS AKHIR**

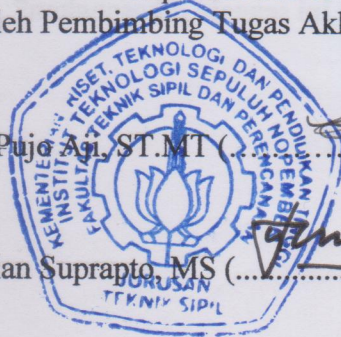
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Oleh :

**ADRIYAN CANDRA PURNAMA**

Nrp. 3114 106 038

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. techn Pujo Aji, ST.MT (.....)
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS (.....)



**SURABAYA, JANUARI 2017**

**“Halaman ini sengaja dikosongkan”**

## ABSTRAK

### MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN DENGAN FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

Nama Mahasiswa	: Adriyan Candra Purnama
Nrp	: 3114106038
Prodi/Jurusan	: Program Studi Sarjana Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas	: Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan - ITS
Dosen Pembimbing	: Dr.techn Pujo Aji, ST.MT Ir. Kurdian Suprpto, MS

Gedung Amaris Hotel Madiun adalah gedung hotel dengan 8 lantai yang dibangun di daerah Madiun yang merupakan kategori resiko gempa menengah. Bangunan gedung tersebut telah di modifikasi kembali dengan memindahkan lokasi gedung ke daerah Surabaya dengan zona gempa tinggi.

Modifikasi yang dilakukan diantaranya dengan menambah jumlah lantai menjadi 10 lantai dan menggunakan sistem *flat slab* dan *shearwall* sebagai perkuatan dalam menerima beban gempa pada wilayah gempa tinggi. Gedung akan dimodelkan 3 dimensi dengan dibebani beban gravitasi dan gempa. Gedung harus memenuhi persyaratan base shear, dan harus memenuhi persyaratan *drift* untuk memenuhi aspek keamanan gedung.

Hasil dari perancangan didapatkan tebal pelat 200 mm , tebal *drop panel* 150 mm dengan lebar 300 cm baik kea rah sumbu x maupun kea rah sumbu y, dan dengan penggunaan kolom dengan dimensi 700 mm x 700 mm. Dinding geser dirancang dengan ketebalan 400 mm dengan menggunakan komponen batas. Dari

analisa dinamis didapatkan bahwa struktur gedung memenuhi syarat *drift* dengan periode ( $T$ ) sebesar 0,908 detik.

Kata kunci : *Flat slab, Shear wall, drift, periode*

## **ABSTRACT**

### ***MODIFICATION OF BUILDING DESIGN AMARIS HOTEL MADIUN WITH FLAT SLAB AND SHEAR WALL***

*Name of Student* : Adriyan Candra Purnama  
*Regist number of students* : 3114106038  
*Study program/Department* : Extention Scholar Study Program  
Civil Engineering Department  
*Faculty* : Faculty of Civil Engineering  
and Plannig - ITS  
*Lecturers* : Dr.techn Pujo Aji, ST.MT  
: Ir. Kurdian Suprpto, MS

*Building Amaris Hotel Madiun is a hotel building with 8 floors built in Madiun area which is a medium earthquake risk category. The building has been modified back by moving the location of the building to the Surabaya area with high seismic zones.*

*Modifications were made such as by increasing the number of floors to 10 floors and use the flat slab system and shearwall as reinforcement in accepting earthquake loads in high seismic regions. The building will be modeled three-dimensional burdened with gravity and seismic loads. The building must meet the requirements of the base shear, and must meet the requirements of drift to meet the safety aspects of the building.*

*The results of the design obtained slab thickness of 200 mm, 150 mm thick drop panel with a width of 300 cm either towards the x-axis and towards the y-axis, and with the use of a column with dimensions of 700 mm x 700 mm. Shear wall is designed with a thickness of 400 mm by using a component*



*boundary. From the dynamic analysis showed that the structure of the building is eligible drift with a period (T) of 0.908 seconds.*

*Keywords : Flat slab, Shear wall, drift, periode*

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah melimpahkan berkat dan rahmatNya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik. Tugas Akhir dengan judul **“MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN DENGAN FLAT SLAB DAN SHEAR WALL”** ini disusun guna melengkapi dan memenuhi persyaratan kelulusan pendidikan pada Program Studi Lintas Jalur S-1 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa laporan ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Pada kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua dan keluarga, yang selalu mendukung dan mendoakan kelancaran studi selama 2 tahun di ITS.
2. Bapak Dr.techn Pujo Aji, ST.MT selaku dosen pembimbing pertama yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan membantu menyusun laporan tugas akhir ini.
3. Bapak Ir. Kurdian Suprpto, MS selaku dosen pembimbing kedua yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan membantu menyusun laporan tugas akhir ini.
4. Teman-teman Lintas Jalur Genap 2015 Teknik Sipil ITS yang telah memberikan keceriaan, dukungan, dan semangat selama penyusunan laporan ini.
5. Sahabat-sahabat satu kontrakan yang telah memberikan dukungan, bantuan dan motivasi dalam penyusunan laporan ini.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu Penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk menyempurnakan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

**“Halaman ini sengaja dikosongkan”**

## DAFTAR ISI

<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>i</b>
<b>ABSTRAK.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>vii</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>ix</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xv</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xvii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Perumusan Masalah .....	2
1.3. Maksud dan Tujuan.....	3
1.4. Batasan Masalah.....	3
1.5. Manfaat .....	4
1.5.1. Manfaat Umum:.....	4
1.5.2. Manfaat Khusus:.....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1. Umum.....	5
2.2. Analisa Struktur <i>Flat Slab</i> .....	8
2.3. Kolom.....	9
2.4. Hubungan Flat Slab- Kolom .....	9
2.5. Sistem Penahan Gaya Lateral (Shear Wall) .....	11
<b>BAB III METODOLOGI.....</b>	<b>13</b>
3.1. Diagram Alir Metodologi.....	13
3.2. Pengumpulan Data .....	14
3.3. Studi Pustaka.....	16
3.3.1. Peraturan Yang Digunakan.....	16
3.3.2. Literatur Yang Terkait .....	16
3.4. Preliminary Desain.....	16
3.4.1. Perencanaan Dimensi Flat Slab .....	16
3.4.2. Perhitungan Dimensi Balok .....	18

3.4.3. Perencanaan Dimensi Kolom .....	18
3.4.4. Perencanaan Dimensi Dinding Geser .....	19
3.5. Pembebanan .....	19
3.5.1. Beban Mati dan Beban Hidup.....	19
3.6. Beban Gempa.....	21
3.7. Permodelan Struktur .....	27
3.8. Analisa Struktur Utama.....	27
3.9. Perhitungan Struktur Sekunder .....	28
3.9.1. Perencanaan Tangga .....	28
3.9.2. Perhitungan Balok <i>Elevator</i> .....	28
3.10. Pendetailan Elemen Struktur Utama .....	29
3.10.1. Flat Slab.....	29
3.10.2. Balok Tepi .....	29
3.10.3. Kolom .....	29
3.10.4. Dinding Geser.....	29
3.10.5. Pondasi.....	29
3.11. Penggambaran Hasil Perencanaan .....	31
<b>BAB IV ANALISA PERHITUNGAN .....</b>	<b>33</b>
4.1. Perencanaan Struktur Sekunder .....	33
4.1.1. Desain Tangga .....	33
4.1.1.1. Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur.....	35
4.1.1.2. Analisa Struktur Tangga.....	36
4.1.1.3. Perhitungan Rasio Tebal Pelat .....	39
4.1.1.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan .....	39
4.1.1.5. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga .....	39
4.1.1.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes .....	43
4.1.2. Perencanaan Balok Bordes .....	46
4.1.2.1. Pembebanan Balok Bordes Bawah.....	46
4.1.2.2. Pembebanan Balok Bordes Atas .....	50
4.1.3. Perencanaan Balok Lift.....	53
4.1.3.1. Data Perencanaan .....	53
4.1.3.2. Pembebanan lift.....	55
4.1.3.3. Balok Penggantung Lift 40/60 .....	56

4.2. Preliminary Design.....	60
4.2.1. Desain Struktur Primer .....	60
4.2.2. Desain Pelat .....	60
4.2.3. Desain Drop Panel .....	60
4.2.3.1. lebar drop panel .....	61
4.2.3.2. Tebal Drop Panel.....	61
4.2.4. Desain Dimensi Kolom.....	62
4.2.4.1. Pembebanan Pada Kolom.....	62
4.2.4.2. Kombinasi Pembebanan .....	63
4.2.4.3. Dimensi Kolom .....	64
4.2.5. Desain Dinding Pendukung ( <i>Shearwall</i> ) .....	64
4.3. PEMODELAN STRUKTUR .....	65
4.3.1. Desain Struktur Primer .....	65
4.3.2. Pembebanan .....	67
4.3.2.1. Beban Mati .....	67
4.3.2.2. Beban Hidup.....	68
4.3.2.3. Beban Gempa Rencana.....	68
4.3.2.4. Kombinasi Pembebanan .....	73
4.3.3. Hasil Analisa Struktur.....	73
4.4. PERHITUNGAN STRUKTUR PRIMER .....	89
4.4.1. Umum .....	89
4.4.2. Perencanaan Pelat .....	89
4.4.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat.....	90
4.4.3. Perhitungan Kebutuhan Tulangan .....	90
4.4.3.1. Perencanaan Pelat Arah x.....	90
4.4.3.2. Perencanaan Pelat Arah Y .....	100
4.4.3.3. Perancangan Tulangan Geser Pelat ....	110
4.4.4. Desain Balok Primer .....	113
4.4.4.1. Data Perencanaan .....	114
4.4.4.2. Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As):.....	116
4.4.4.3. Tulangan Lentur Tarik.....	117
4.4.4.4. Kontrol Regangan: .....	117
4.4.4.5. Kontrol Momen Kapasitas :.....	118
4.4.4.6. Kontrol Spasi Tulangan (As) :.....	118

4.4.4.7. Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan ( $A_s'$ ): .....	118
4.4.4.8. Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) : .....	119
4.4.4.9. Penulangan lentur daerah lapangan ....	120
4.4.4.10. Tulangan Lentur Tarik.....	121
4.4.4.11. Kontrol Regangan: .....	122
4.4.4.12. Kontrol Momen Kapasitas : .....	122
4.4.4.13. Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) : .....	123
4.4.4.14. Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) : .....	123
4.4.4.15. Desain Penulangan Geser .....	124
4.4.4.16. Penulangan Geser Lapangan Balok....	128
4.4.5. Perencanaan Kolom .....	130
4.4.5.1. Desain tulangan longitudinal penahan lentur.....	133
4.4.5.2. Perencanaan Geser Kolom .....	136
4.4.5.3. Penulangan Geser di Luar <i>lo</i> : .....	138
4.4.6. Desain Dinding Geser.....	138
4.4.6.1. Data – Data Desain : .....	138
4.4.6.2. Desain Dinding Geser Khusus .....	139
4.4.6.3. Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser .....	140
4.4.6.4. Perencanaan Dinding terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur.....	141
4.4.6.5. Penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus ( <i>special boundary element</i> ) .....	142
4.4.7. Desain Sloof .....	145
4.4.7.1. Penulangan Geser Sloof .....	147
4.5. PERHITUNGAN PONDASI.....	148
4.5.1. Desain Tiang Pancang .....	148
4.5.2. Perencanaan Pondasi Untuk Kolom Interior .....	149
4.5.2.1. Data Perencanaan .....	149
4.5.2.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	152
4.5.2.3. Tiang Pancang Kelompok .....	154

4.5.2.4.	Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	155
4.5.2.5.	Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang.....	159
4.5.2.6.	Desain Penulangan Poer Kolom.....	161
4.5.3.	Perencanaan Pondasi Untuk Kolom Eksterior .....	164
4.5.3.1.	Data Perencanaan .....	165
4.5.3.2.	Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	167
4.5.3.3.	Tiang Pancang Kelompok .....	169
4.5.3.4.	Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	170
4.5.3.5.	Kontrol Tebal Poer Kolom .....	171
4.5.3.6.	Desain Penulangan Poer Kolom.....	173
4.5.3.7.	Desain Penulangan Poer.....	174
4.5.4.	Perencanaan Pondasi Untuk Shear Wall.....	177
4.5.4.1.	Data Perencanaan .....	177
4.5.4.2.	Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	179
4.5.4.3.	Tiang Pancang Kelompok .....	181
4.5.4.4.	Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	182
4.5.4.5.	Kontrol Tebal Poer Kolom .....	185
4.5.4.6.	Desain Penulangan Poer Kolom.....	186
4.5.4.7.	Desain Penulangan Poer.....	187
<b>BAB V</b>	<b>PENUTUP .....</b>	<b>191</b>
5.1.	KESIMPULAN .....	191
5.2.	SARAN .....	193



**“Halaman ini sengaja dikosongkan”**

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Flat Slab.....	6
Gambar 2.2 Flat slab with drop panel.....	6
Gambar 2.3 Flat slab with column capital.....	7
Gambar 2.4 Flat slab with drop panel and column capital .....	7
Gambar 2.5 Area keliling hubungan slab-kolom.....	10
Gambar 2.6 Konfigurasi Wall Berbeda .....	11
Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	14
Gambar 3.2 Gambar Existing .....	15
Gambar 3.3 Faktor Pembesaran Torsi, $A_x$ .....	26
Gambar 4.1 Denah Tangga .....	33
Gambar 4.2 Potongan Tangga .....	34
Gambar 4.3 Detail Pelat Tangga .....	35
Gambar 4.4 Pembebanan Pada Tangga .....	37
Gambar 4.5 Penulangan Pelat Tangga.....	40
Gambar 4.6 Penulangan Pelat Bordes .....	43
Gambar 4.7 Balok Bordes .....	47
Gambar 4.8 Balok Bordes .....	50
Gambar 4.9 Denah Lift.....	55
Gambar 4.10 Denah Struktur Gedung .....	66
Gambar 4.11 Model 3D Struktur Gedung .....	66
Gambar 4.12 Spektrum Respons Gempa Rencana.....	71
Gambar 4.13 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Kolom.....	91
Gambar 4.14 Penulangan Pelat Lapangan Arah lajur kolom .....	93
Gambar 4.15 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajut Tengah ....	96
Gambar 4.16 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Tengah ...	98
Gambar 4.17 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Kolom...	101
Gambar 4.18 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Kolom ..	103
Gambar 4.19 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Tengah..	106
Gambar 4.20 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Tengah .	108
Gambar 4.21 Area Penampang Kolom Kritis.....	111
Gambar 4.22 Momen Balok B1 As E Joint 2-3.....	115
Gambar 4.23 Penampang Balok .....	115
Gambar 4.24 Asumsi Balok T .....	120
Gambar 4.25 Kontrol Balok T.....	124

Gambar 4.26 Gaya geser tumpuan ultimit.....	126
Gambar 4.27 Gaya Geser Total.....	127
Gambar 4.28 Gaya geser lapangan ultimit .....	128
Gambar 4.29 Torsi yang terjadi pada BI-1 .....	129
Gambar 4.30 Kolom K1 .....	131
Gambar 4.31 Output Gaya Kolom K1 .....	132
Gambar 4.32 Penampang Kolom K1.....	133
Gambar 4.33 Diagram Interaksi K1 Arah X .....	134
Gambar 4.34 Diagram Interaksi K1 Arah Y: .....	135
Gambar 4.35 Penampang Dinding Geser .....	139
Gambar 4.36 Diagram interaksi dinding geser.....	142
Gambar 4.37 Diagram Interaksi Sloof.....	147
Gambar 4.38.1 Letak pondasi kolom yang ditinjau.....	149
Gambar 4.39 Konfigurasi Tiang Pancang .....	155
Gambar 4.40 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5 ...	158
Gambar 4.41 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang .....	159
Gambar 4.42 Letak pondasi kolom eksterior yang ditinjau.....	165
Gambar 4.43 Konfigurasi Tiang Pancang .....	169
Gambar 4.44 Letak pondasi kolom yang ditinjau.....	177
Gambar 4.45 Konfigurasi Tiang Pancang .....	181

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior.....	17
Tabel 3.2 Jenis Pembebanan.....	20
Tabel 3.3 Koefisien Situs Fa .....	21
Tabel 3.4 Koefisien Situs Fv .....	22
Tabel 3.5 Ketidakberaturan horizontal pada struktur .....	26
Tabel 4.1 Spesifikasi Passenger Elevator .....	54
Tabel 4.2 Kontrol Berat Bangunan.....	74
Tabel 4.3 Gaya Geser Dasar Ekvivalen Arah X.....	75
Tabel 4.4 Gaya Geser Dasar Ekvivalen Arah Y .....	76
Tabel 4.5 Kontrol Sistem Rangka Gedung .....	79
Tabel 4.6 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa .....	79
Tabel 4.7 Simpangan Antarlantai Arah X .....	80
Tabel 4.8 Simpangan Antarlantai Arah Y .....	81
Tabel 4.9 Kontrol Pengaruh P- $\Delta$ Arah X.....	83
Tabel 4.10 Kontrol Pengaruh P- $\Delta$ Arah Y.....	83
Tabel 4.11 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan.....	85
Tabel 4.12 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga .....	85
Tabel 4.13 Nilai dari $\delta_{\max}$ , $\delta_{\text{avg}}$ , dan $A_x$ untuk gempa arah x.....	87
Tabel 4.14 Nilai dari $\delta_{\max}$ , $\delta_{\text{avg}}$ , dan $A_y$ untuk gempa arah y.....	88
Tabel 4.15 Momen rencana untuk lantai 1 s/9.....	90
Tabel 4.16 Momen Envelope BI-1 .....	115
Tabel 4.17 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton .....	150
Tabel 4.18 Data NSPT.....	152
Tabel 4.19 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	156
Tabel 4.20 Data $N_{\text{SPT}}$ .....	167
Tabel 4.21 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	170
Tabel 4.22 Data $N_{\text{SPT}}$ .....	179
Tabel 4.23 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	182

**“Halaman ini sengaja dikosongkan”**

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Gedung Amaris Hotel Madiun adalah gedung hotel dengan 8 lantai yang dibangun di daerah Madiun yang merupakan kategori resiko gempa menengah. Gedung tersebut dibangun dengan menggunakan beton bertulang biasa (pelat balok kolom).

Dalam suatu perencanaan gedung, cenderung selalu mengutamakan penghematan-penghematan agar memperoleh keuntungan yang maksimal. Penghematan boleh dilakukan asalkan tidak mengurangi unsur kekuatan gedung tersebut. Salah satu alternatifnya adalah dengan menggunakan metode *Flat Slab*..

Sistem struktur flat slab terbilang mempunyai kelebihan dibanding dengan sistem struktur beton bertulang biasa, yaitu lebih ekonomis, waktu pelaksanaan yang cepat dan memberikan ruang antar lantai yang lebih besar (**Rudy Kurniawan,dkk,2014**) . Beberapa kelebihan lain penggunaan struktur pelat datar adalah sebagai berikut :

1. Instalasi utilitas mekanikal dan elektrikal yang lebih mudah.
2. Mengurangi tinggi bangunan.
3. Pelaksanaan konstruksi bekisting dan penulangan yang sederhana.
4. Bekistingnya lebih sedikit.
5. Secara estetika dan arsitektur jauh lebih bagus dibandingkan dengan struktur lantai biasa.
6. Lebih ekonomis.

Perancangan dan perilaku struktur *flat slab* terbukti baik untuk menerima beban gravitasi, Namun Kekurangan dari metode *flate slab* adalah untuk menerima beban lateral (gempa) belum terbukti ketepatan dan keakuratanya (**Tavio, Lukman Hemawan**

, 2009). Bangunan yang didesain menggunakan sistem *Flat Slab* hanya bisa didesain pada zona gempa rendah hingga zona gempa menengah. Sehingga perencana harus mengetahui betul zona gempa dari lokasi proyek yang akan dibangun. Untuk mengatasi kekurangan dari sistem flat slab tersebut, maka dalam perencanaannya akan digabungkan dengan dinding geser (*Shearwall*). Gabungan dari sistem *Flat Slab* dan dinding geser diharapkan mampu memikul beban akibat gempa rencana pada kategori resiko gempa menengah. Sehingga bisa mengurangi resiko terjadinya retak pada slab akibat gaya geser atau gaya akibat gempa rencana. Selain itu, dengan menggabungkan kedua sistem ini juga dapat menambah kekuatan bangunan dalam menahan beban rencana. (Auramauliddia, 2013)

Semula gedung Amaris Hotel Madiun direncanakan menggunakan struktur beton bertulang biasa (plat, balok dan kolom) atau sistem konvensional. Dalam tugas akhir ini penyusun akan mencoba memodifikasi dengan metode struktur *flat slab* dan *Shear wall*

## 1.2. Perumusan Masalah

Permasalahan utama dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah bagaimana merencanakan struktur gedung yang menggunakan *flat slab* dan *Shear wall*. Tujuan secara rinci dari permasalahan Tugas Akhir ini yaitu:

1. Bagaimana merencanakan dimensi – dimensi struktur yang meliputi *Flat slab*, *drop panel*, balok , kolom, dan *shear wall*?
2. Bagaimana memodelkan struktur bangunan yang menggunakan *flat slab* dan *Shear wall* pada program bantu ETABS?
3. Bagaimana merencanakan penulangan dari struktur – struktur utama yang didapat dari hasil analisa program bantu ETABS?
4. Bagaimana rancangan akhir dari modifikasi Gedung Amaris Hotel berupa gambar?

### **1.3. Maksud dan Tujuan**

Tujuan secara umum dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah agar dapat merencanakan struktur gedung yang menggunakan *flat slab*. Tujuan secara rinci yang diharapkan dari perencanaan struktur gedung ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui dimensi – dimensi dari struktur utama.
2. Membuat pemodelan struktur bangunan yang menggunakan flat slab pada program bantu ETABS untuk kemudian dianalisa sesuai dengan SNI -2847-20013 dan kemudian dipakai dalam perhitungan struktur utama.
3. Menghitung tulangan yang dibutuhkan oleh struktur utama.
4. Membuat rancangan akhir dari hasil modifikasi Gedung Amaris Hotel

### **1.4. Batasan Masalah**

Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan–batasan sebagai berikut :



1. Tidak meninjau segi arsitekturalnya. .
2. Tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya gedung

## **1.5. Manfaat**

### **1.5.1. Manfaat Umum:**

Memperkenalkan perencanaan sistem *flat slab-shear wall* kepada masyarakat yang masih sangat jarang dipakai sehingga menjadi alternatif yang sangat baik dalam dunia konstruksi.

### **1.5.2. Manfaat Khusus:**

Dapat menerapkan dan mensosialisasikan peraturan peraturan perencanaan yang benar dan yang berlaku saat ini pada bangunan serta dapat menambah wawasan tentang perencanaan sistem flat slab dan shear wall di wilayah gempa menengah.

## BAB II

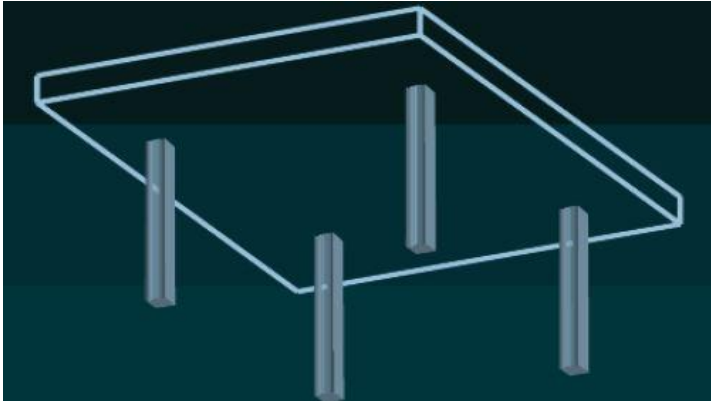
### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1. Umum

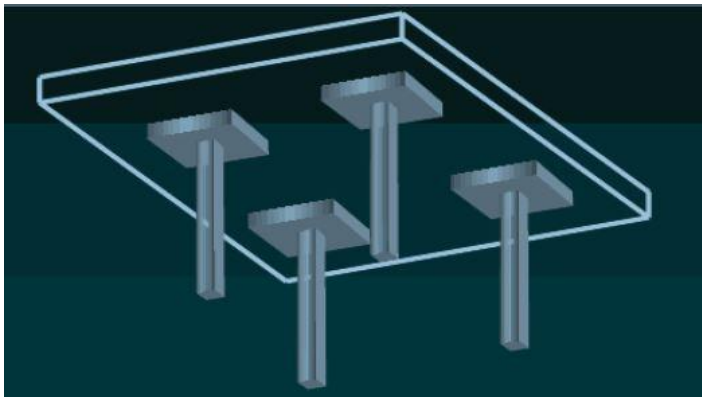
Flat Slab adalah merupakan konstruksi beton dua arah (two way slab with drops) yang hanya memiliki unsur horizontal berupa pelat tanpa balok dan ditahan kolom. Sistem *flat slab* ini mempunyai ciri khusus yaitu, tidak adanya balok sepanjang garis kolom dalam atau (interior) , sementara balok-balok tepi sepanjang garis kolom luar atau (eksterior), bisa jadi ada atau tidak (**Hendrik, Ari, 2013**). Kemampuan flat slab untuk menahan gaya geser diperoleh dari salah satu atau kedua hal berikut :

1. *Drop Panel* yaitu penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom yang berfungsi sebagai penahan gaya geser utama yang menjadi bidang kontak antara pelat dan kolom
2. Kepala Panel (*Column Capital*) yaitu pelebaran mengecil dari ujung kolom atas yang bertujuan untuk mendapatkan penambahan keliling sekitar kolom untuk memindahkan geser dari beban lantai dan untuk menambah tebal dengan berkurangnya perimeter di dekat kolom

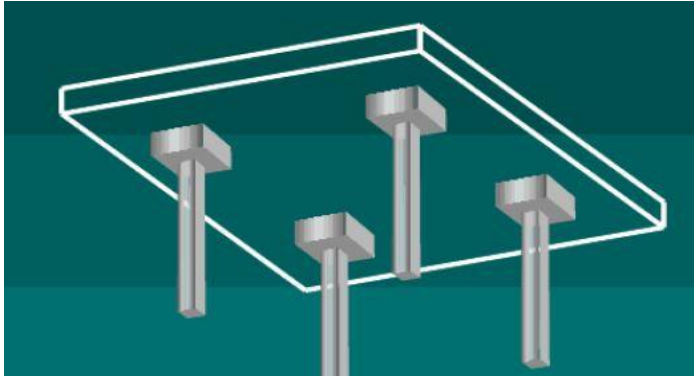
Permodelan Flat slab yang menggunakan drop panel, kepala panel ataupun ke dua nya dapat di lihat pada gambar 2.1 – gambar 2.4:



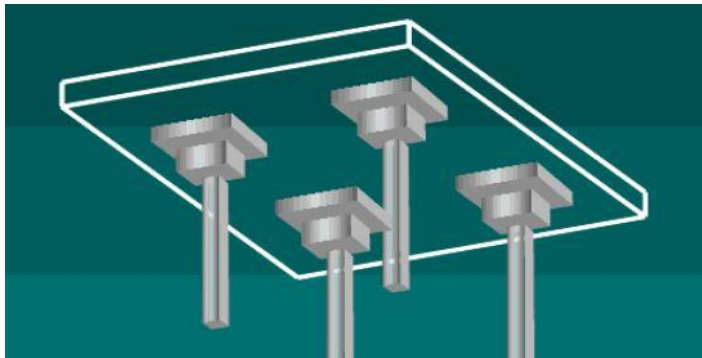
*Gambar 2.1 Flat Slab*



*Gambar 2.2 Flat slab with drop panel*



*Gambar 2.3 Flat slab with column capital*



*Gambar 2.4 Flat slab with drop panel and column capital*

Adapun dalam perencanaan menggunakan sistem flat slab mempunyai kelemahan sebagai berikut : (**Hendrik, Ari, 2013**).

1. Tanpa adanya balok-balok disepanjang garis kolom, maka kemampuan menahan beban menjadi berkurang.
2. Besarnya tegangan geser pons yang terjadi pada pelat di sekitar kolom dapat menyebabkan keruntuhan pons, terlebih dengan adanya momen unbalance akibat gaya lateral.
3. Konstruksi flat slab mempunyai kekakuan relatif rendah, sehingga untuk menerima gaya lateral menjadi kurang.

## **2.2. Analisa Struktur Flat Slab**

Analisa Struktur Flat slab dapat dilakukan dengan menggunakan 2 metode yakni metode desain langsung (*direct design method*) dan metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*). Pada dasarnya metode portal ekuivalen memerlukan distribusi momen beberapa kali, sedangkan metode desain langsung hanya berupa pendekatan dengan satu kali distribusi momen. (Harshal, Radhika, Dan Prashan, 2014)

### **a. Metode perencanaan langsung (*direct design method*)**

Metode langsung merupakan metode pendekatan untuk mengevaluasi dan mendistribusikan momen total pada panel slab dua arah. Dengan metode ini diupayakan slab dapat dihitung sebagai bagian dari balok pada suatu portal. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan metode pendekatan ini adalah pendekatan momen dan geser dengan menggunakan koefisien-koefisien yang disederhanakan.

### **b. Metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*)**

Pada metode portal (rangka) ekuivalen menganggap portal idealisasi ini serupa dengan portal aktual sehingga hasilnya akan lebih eksak dan mempunyai batasan penggunaan yang lebih sedikit dibandingkan dengan metode desain langsung. Pada metode portal ekuivalen, struktur dibagi menjadi portal menerus yang berpusat pada kolom dalam masing-masing arah yang saling tegak lurus.

Masing-masing portal ini terdiri atas sederetan kolom dan slab lebar dengan balok, apabila ada, diantara garis pusat panel

### 2.3. Kolom

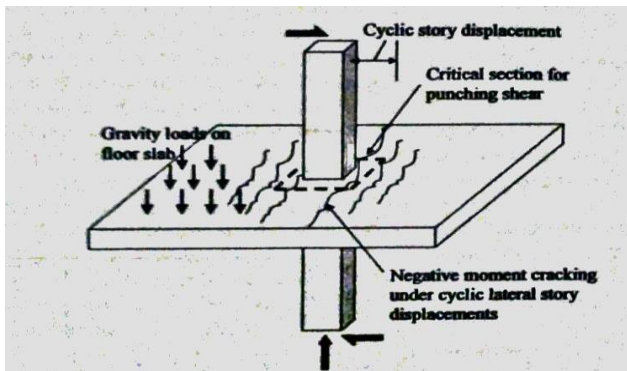
Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok (jika ada). Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke levasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuh) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh total seluruh strukturnya. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu diwaspadai, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horisontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (Tavio, Lukman Hemawan , 2009).

### 2.4. Hubungan Flat Slab- Kolom

Hubungan pelat-kolom mencakup daerah joint dan bagian dari pelat yang berbatasan dengan kolom. Transfer beban gravitasi antara pelat dan kolom menimbulkan tegangan geser pada pelat di sekeliling kolom yang disebut dengan penampang kritis. Disebutkan bahwa posisi penampang kritis adalah pada jarak yang tidak lebih dari setengah tebal efektif pelat ( $d/2$ ) dari muka kolom atau dari tepi luar tulangan geser jika digunakan tulangan geser pada pelat.(Riawan,dkk,2012) .Sistem Struktur ini sangat umum digunakan di daerah risiko gempa rendah sampai resiko gempa menengah,di mana itu di perbolehkan sebagai Kekuatan Lateral Tahan Sistem (KLTS), Serta diresiko gempa tinggi sistem gravitasi dimana saat frame atau dinding geser di sediakan sebagai KLTS utama.Slab-Kolom frame biasanya digunakan untuk melawan gravitasi dan beban lateral didaerah gempa rendah sampai sedang

dan mendirikan desain baiknya ada persyaratan untuk menghindari kegagalan meninjau di hubungan kolom-slab.

Biasanya kegagalan geser meninjau dimulai pada lokasi sepanjang bagian kritis(ditunjukkan oleh garis putus putus sekeliling kolom) dimana gunting dari beban gravitasi menambah gunting dari momen plat yang bekerja pada koneksi yang dianggap di transfer oleh geser di daerah bagian kritis (gambar 2.5)

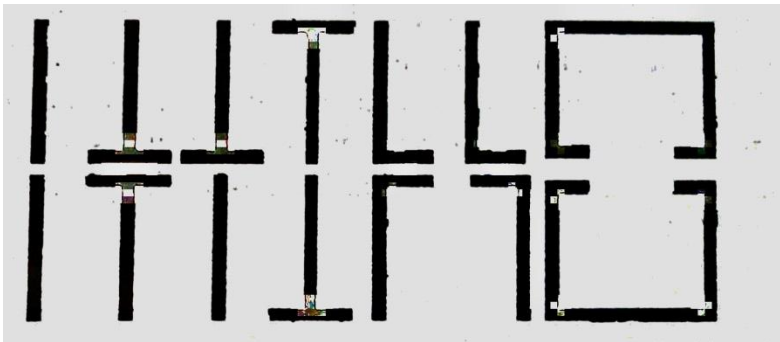


*Gambar 2.5 Area keliling hubungan slab-kolom*

Dalam hal ini, Deformasi lateral struktur menghasilkan momen dan geser pada koneksi slab-kolom dan hunting dari beban gravitasi di lantai. Retak lentur akan mengembang pada permukaan atas pelat di bagian momen negatif pada muka kolom dan bagian bawah slab di sisi yang berlawanan. Urutan penerapan beban menghasilkan kerusakan yang tidak menyebabkan kegagalan sebelum dievaluasi. Urutan beban tersebut sangat penting di pertimbangkan karena bangunan yang telah mengalami deformasi gempa merusak (bahkan jika kerusakan belum mengancam integritas struktur selama gempa) dapat mengakibatkan kerusakan laten yang dapat menyebabkan kegagalan di bawah posting berikutnya. (Riawan,dkk,2012)

## 2.5. Sistem Penahan Gaya Lateral (Shear Wall)

Pada bangunan tinggi tahan gempa umumnya gaya-gaya lateral yang dibebani pada kolom cukup besar sehingga perlu menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan gaya geser yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. Kolom-kolom dianggap tidak ikut mendukung gaya horizontal, sehingga hanya didesain untuk menahan gaya normal (gaya vertikal). Secara struktural dinding geser dapat dianggap sebagai balok kantilever vertikal yang terjepit bagian bawahnya pada pondasi atau basement. Perencanaan dinding geser pada bangunan tingkat tinggi harus didesain sesimetris mungkin karena jika tidak simetris maka akan ada jarak (eksentrisitas) antara pusat massa dan pusat kekakuan. Eksentrisitas inilah yang menyebabkan adanya gaya puntir pada bangunan tingkat tinggi tersebut, adanya gaya puntir akibat eksentrisitas mengakibatkan adanya penambahan tulangan pada dinding geser tersebut. Macam bentuk shear wall dapat dilihat pada gambar 2.6.



*Gambar 2.6 Konfigurasi Wall Berbeda*



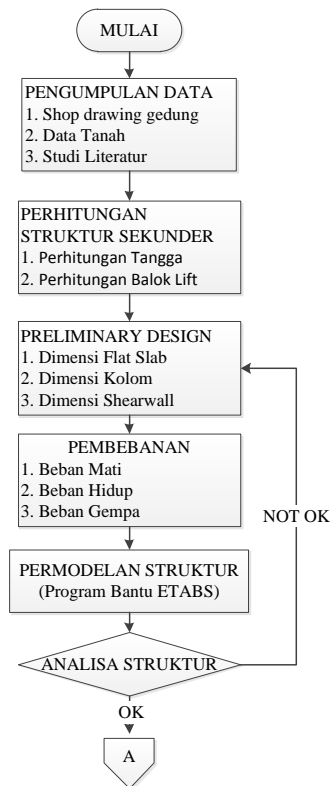
**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

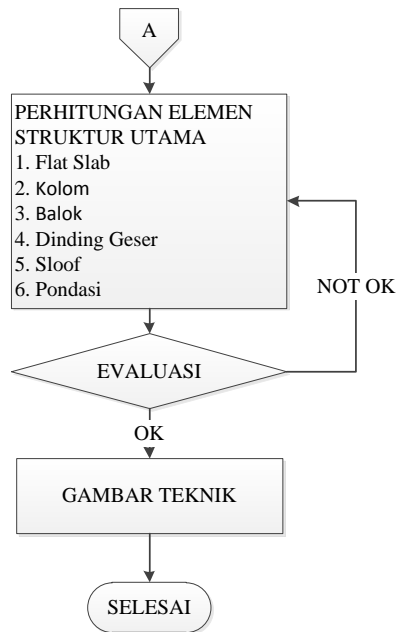
## BAB III

### METODOLOGI

#### 3.1. Diagram Alir Metodologi

Pada bab ini akan dibahas tahapan-tahapan yang akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini. Tahapan-tahapan tersebut adalah sebagai berikut :





*Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir*

### 3.2. Pengumpulan Data

Data yang dikumpulkan adalah data lapangan yang akan dipakai dalam perencanaan ini. Data tersebut berupa data tanah, bahan, dan data gedung yang akan digunakan sebagai objek perencanaan seperti siteplan, denah bangunan, denah pembalokan, serta data-data lainnya yang diperlukan. Data-data yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:



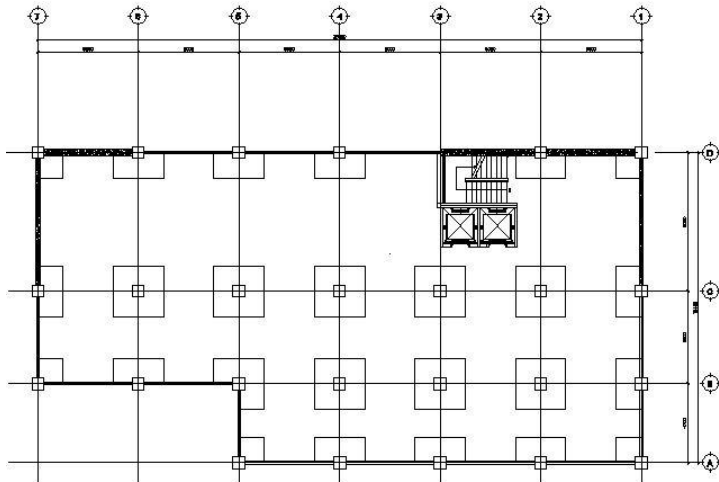
Data Umum Bangunan

Nama Gedung : Gedung Hotel Amaris

Lokasi Gedung : Jalan Kalimantan no 30-32,  
 Kota Madiun  
 Lokasi Modifikasi : Kota Surabaya  
 Fungsi : Hotel  
 Jumlah Lantai : 10  
 Tinggi Bangunan : 34,6 m  
 Tinggi Lantai Dasar : 4 m  
 Tinggi Lantai 1-10 : 3.4 m  
 🚧 Data Bahan  
 Kuat Tekan Beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa  
 Tegangan Leleh Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

🚧 Data Tanah

Berupa data tanah untuk merencanakan pondasi dimana bangunan itu didirikan.



*Gambar 3.2 Gambar Existing*

### **3.3. Studi Pustaka**

Mempelajari literatur/pustaka yang berkaitan dengan perencanaan diantaranya :.

#### **3.3.1. Peraturan Yang Digunakan**

1. SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 03-1727-2013 Beban minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
4. PPIUG-1987

#### **3.3.2. Literatur Yang Terkait**

1. Wang, Chu-Kia; Charles G. Salmon 1992. Binsar Hariandja. Disain Beton Bertulang
2. Purwono, Rahmat. 2005. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. Surabaya: ITS Press

### **3.4. Preliminary Desain**

Preliminary desain meliputi perencanaan dimensi elemen-elemen struktur seperti kolom, balok, dan pelat yang akan digunakan dalam analisa dan tahap perencanaan selanjutnya.

#### **3.4.1. Perencanaan Dimensi Flat Slab**

Tebal minimum pelat tanpa balok yang menghubungkan tumpuan tumpuannya mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari dua harus memenuhi ketentuan :

a) Untuk  $\alpha_{fm} \leq 0.2$  harus memenuhi tabel berikut:

Tabel 3.1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, $f_y$ (Mpa)	Tanpa Penebalan			Dengan Penebalan		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir		Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir	
280	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 40$	$l_n / 40$
420	$l_n / 30$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$
520	$l_n / 28$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 34$	$l_n / 34$

Sumber: SNI 2847:2013 (Tabel 9.5c)

Dan tidak boleh kurang dari:

Pelat tanpa penebalan (drop panels) = 125 mm

Pelat dengan penebalan (drop panels) = 100 mm

b) Untuk  $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$ , ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- c) Untuk  $\alpha_{fm} > 2$ , ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

### 3.4.2. Perhitungan Dimensi Balok

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

1.  $h_{min} = \frac{L}{16}$  (Digunakan apabila  $f_y = 420$  MPa)
2.  $h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$  (Digunakan untuk  $f_y$  selain 420 MPa)
3.  $h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003 w_c)$  (Digunakan untuk nilai  $W_c$  1440 – 1840 kg/m<sup>3</sup>)

### 3.4.3. Perencanaan Dimensi Kolom

Untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, factor reduksi yang digunakan ( $\Phi$ ), seperti tercantum dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 9.3.2.2 Adalah 0.65. Kemudian luas dimensi kolom dapat didesain dengan rumus sebagai berikut :

$$A = \frac{W}{\Phi \cdot f_c'}$$

dengan :

A = Luas dimensi kolom

$W$  = Berat beban total yang diterima oleh kolom  
 $f_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik

#### 3.4.4. Perencanaan Dimensi Dinding Geser

SNI 03-2847-2013 Pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari  $1/24$  tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq 140 \text{ mm}$$

Dimana:

H : Tinggi total dinding

L : Panjang bentang dinding

### 3.5. Pembebanan

Analisa pembebanan untuk struktur ini meliputi beban-beban sebagai berikut :

#### 3.5.1. Beban Mati dan Beban Hidup

Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan atas dapat dilihat pada Tabel 3.2



Tabel 3.2 Jenis Pembebanan

Jenis Beban	Beban-beban	Besar Beban	Sumber
Mati	1. Berat volume beton bertulang.	2400kg/m <sup>3</sup>	PPIUG-1987
	2. Penutup lantai ubin per cm tebal.	24 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
	3. Spesi dari campuran semen, per cm tebal.	21 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
	4. Plafon asbes tebal 4 mm dengan rangka dan penggantung dari kayu.	18 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
	5. Pipa-pipa dan ducting untuk pekerjaan mekanikal dan elektrik.	30 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
	6. Pasangan dinding setengah bata	250 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
Hidup	1. Beban Hidup pada Hotel	250 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987
	2. Beban hidup pekerja.	100 kg/m <sup>2</sup>	PPIUG-1987

### 3.6. Beban Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s$  dan  $S_1$ , tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

1. Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $M_{CER}$ ) sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5.

Sehingga diperoleh data  $S_s$ ,  $S_1$ ,  $F_a$ ,  $F_v$

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

Tabel 3.3 Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Koefisien situs  $F_v$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_1$  yang terdapat pada Tabel 3.4 dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah yang terdapat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.4 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

2. Penentuan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ 

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

3. Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$ 

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

4. Penentuan nilai  $S_a$ 

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- b. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
- c. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

## 5. Kontrol Gaya Geser Dasar

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s \times W_t$$

Penentuan nilai  $C_s$ :

- a.  $C_s$  maksimum

$$C_{s_{maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

- b.  $C_s$  hitungan

$C_{s_{hasil\ hitungan}}$

$$= \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \text{ (dengan } T \text{ sebagai waktu getar dari program bantu)}$$

- c.  $C_s$  minimum

$$C_{s_{minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

- d.  $C_s$  minimum tambahan berdasarkan  $S_1$  jika lebih besar dari 0,6g

$$C_{s_{minimum\ tambahan}} = \frac{S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Nilai  $C_s$  yang digunakan adalah nilai  $C_s$  yang terletak di interval antara nilai  $C_s$  minimum dan  $C_s$  maksimum.

Sedangkan sistem penahan gaya seismik yang di gunakan adalah sistem dinding geser beton bertulang biasa , dimana memiliki nilai koefisien modifikasi respons ( $R$ ) = 5,5 sesuai tabel 9 SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2 .

Periode fundamental ( $T$ )

$$T_{a_{minimum}} = C_r h n^x$$

$$T_{a_{maksimum}} = C_u T_{a_{minimum}}$$

Nilai  $T$  yang digunakan dari program bantu ETABS terletak di interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum.

6. Kontrol simpang antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI-1726-2012 melalui persamaan :

$$\delta_x = \frac{Cd \cdot \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke -x

Cd = faktor pembesaran defleksi tabel 2.8 SNI 1726-2012

I = faktor keutamaan gedung

Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, drift dibatasi sebesar :  $\Delta = 0,02h_{sx}$

7. Perhitungan kuat geser.

Perhitungan kuat geser dilakukan untuk mengecek kebutuhan dinding geser pada bangunan.

$$\tau = \frac{3V}{2A}$$

Dimana :

$\tau$  = tegangan geser yang terjadi pada kolom

V = gaya geser yang pekerja pada kolom akibat beban

A = luas penampang kolom sesuai dengan hasil preliminary desain

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} ; \quad V_c \geq \tau$$

Dimana :

$V_c$  = kuat geser yang disumbangkan beton

$N_u$  = beban aksial berfaktor yang diterima struktur

$A_g$  = luas kolom tanpa rongga

$f'_c$  = mutu beton dalam Mpa

## 8. Eksentrisitas dan Torsi

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.1; pasal 7.8.4.2; dan pasal 7.8.4.3, terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu torsi bawaan dan torsi tak terduga.

Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ) pada struktur tersebut seperti pada Gambar 3.2. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ):

- a.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  : Tanpa ketidakberaturan torsi
- b.  $1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1a
- c.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1b

faktor pembesaran torsi (  $x A$  ) seperti digambarkan dalam Gambar 3.2 dan ditentukan dari persamaan berikut:

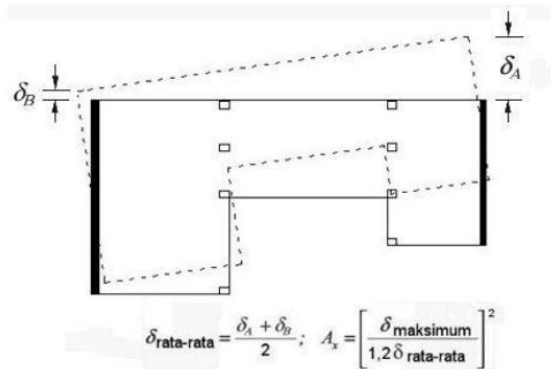
$$Ax = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Di mana:

$\delta_{\max}$  = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $Ax = 1$

$\delta_{\text{avg}}$  = rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan  $Ax = 1$

Faktor pembesaran torsi  $Ax$  tidak diisyaratkan melebihi 3.

Gambar 3.3 Faktor Pembesaran Torsi,  $A_s$ 

Tabel 3.5 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakteraturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakteraturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	<b>Ketidakteraturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	<b>Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	<b>Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	<b>Ketidakteraturan sistem nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

## 9. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6 L$
3.  $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4.  $U = 1,0 D + 1,0 L$
5.  $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Di mana:

$U$  = beban *ultimate*

$D$  = beban mati

$L$  = beban hidup

$E$  = beban gempa

### 3.7. Permodelan Struktur

Struktur direncanakan dengan menggunakan Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Dimana beban-beban akibat gravitasi dipikul oleh rangka sedangkan beban lateral dipikul oleh *shaer wall*. Perencanaan struktur utama meliputi *Flat slab*, kolom, dan *Shear wall*. Sedangkan struktur sekunder meliputi pelat, tangga, dan balok untuk lift.

### 3.8. Analisa Struktur Utama

Untuk mempermudah perhitungan, maka dalam tugas akhir ini, analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS. Hal-hal yang diperhatikan dalam analisa struktur ini antara lain :

- Bentuk Gedung
- Dimensi elemen-elemen struktur dari perhitungan preliminary design.
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanan.



Output dari analisa struktur ini meliputi gaya-gaya dalam seperti gaya momen, gaya lintang, dan gaya normal. Selanjutnya gaya-gaya dalam tersebut akan digunakan dalam pendetailan struktur, yaitu penulangan struktur dan perencanaan sambungan pada slab-kolom.

### 3.9. Perhitungan Struktur Sekunder

#### 3.9.1. Perencanaan Tangga

Adapun langkah langkah perencanaan tangga sebagai berikut:

1. Perencanaan desain awal tangga

Perhitungan mencari lebar dan tinggi injakan dan tebal pelat ekuivalen.

$$60\text{cm} \leq 2t + 1 \leq 65\text{cm}$$

Dimana :  $t$  = Tinggi injakan

$I$  = Lebar injakan

$\alpha$  = sudut kemiringan tanngga

2. Pembebanan yang terjadi pada tangga
3. Perhitungan gaya gaya dalam
4. Perhitungan penulangan

#### 3.9.2. Perhitungan Balok *Elevator*

Perancangan balok *elevator* meliputi perancangan balok pemisah sangkar dan balok penumpu. Dimana balok pemisah sangkar tidak menerima gaya akibat reaksi mesin dari *elevator* sedangkan balok penumpu merupakan balok yang menerima reaksi dari mesin *elevator* sesuai spesifikasi dari jenis *elevator* itu sendiri.

### **3.10. Pendetailan Elemen Struktur Utama**

Gaya-gaya dalam yang diperoleh dari analisa struktur diatas akan dipakai untuk pendetailan elemen-elemen struktur utama. Pendetailan ini meliputi perhitungan perencanaan tulangan lentur dan geser.

#### **3.10.1. Flat Slab**

Flat slab merupakan elemen struktur yang memikul beban gravitasi dan geser, Besar dan panjang nya penyaluran tulangan yang bekerja sesuai dengan RSNI 03-2847-2013 pasal 13.3

#### **3.10.2. Balok Tepi**

Balok merupakan elemen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.2.

#### **3.10.3. Kolom**

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima beban aksial tekan. Detail penulangan kolom harus memenuhi persyaratan yang tercantum pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.5.1.

#### **3.10.4. Dinding Geser**

Dinding Geser atau Shear Wall merupakan elemen untuk menahan gaya lateral yang dipengaruhi oleh gempa. Detail penulangan dinding geser harus memenuhi persyaratan yang tercantum pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.4

#### **3.10.5. Pondasi**

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Data yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standart Penetration Test

(SPT) yang terdiri dari 2 titik. Menurut Luciano Decort, daya dukung dari pondasi tiang pancang dapat dirumuskan :

$$QL = QP + QS$$

Dengan :

QL = Daya dukung total

QP = Daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi

QS = Daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{\sum Pu}{P_{ijin}}$$

$$S \geq \frac{1.57(D)min - 2D}{m + n - 2}$$

$$Efisiensi\ tiang\ (n) = 1 - \phi \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

$$\text{Dengan } \phi = \arctg \left( \frac{D}{S} \right)$$

$$P_{max} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My \times X_{max}}{\sum x^2} + \frac{My \times Y_{max}}{\sum y^2}$$

$$P_{ult} = \text{Efisiensi tiang} \times P_u \text{ 1 tiang berdiri}$$

### **Kontrol Kekuatan Tiang**

$$P_{ult} \geq P_{perlu}$$

$$P_{perlu} = P_{pmaks}$$

### **Kontrol Geser Ponds Pada Poer**

Tebal poer yang direncanakan harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

$$\Phi V_c > P_u$$

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil nilai terkecil dari :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \frac{\sqrt{f'c} \, b \, o \, d}{6}$$

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1(a))

$$V_c = \left(\frac{a \, s \, d}{b \, o}\right) \frac{\sqrt{f'c} \, b \, o \, d}{6}$$

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1(b))

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \, b \, o \, d$$

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1(c))

Dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$b \, o$  = keliling pada penampang kritis pada poer  
 $= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$

$As$  = 30, untuk kolom tepi  
 = 40, untuk kolom tengah  
 = 20, untuk kolom pojok

### 3.11. Penggambaran Hasil Perencanaan

Menggambarkan hasil dari perencanaan yang telah dilakukan dengan program bantu AutoCAD.

**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

## BAB IV

### ANALISA PERHITUNGAN

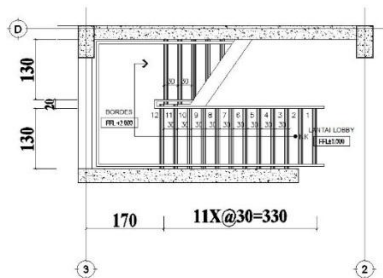
#### 4.1. Perencanaan Struktur Sekunder

Untuk perhitungan struktur sekunder yang akan dibahas pada bab ini diantaranya adalah perancangan tangga, balok bordes dan perancangan balok *elevator*.

##### 4.1.1. Desain Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada Gambar 4.1 data desain sebagai berikut :

Mutu beton ( $f_c'$ )	=	30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	=	400 Mpa
Tinggi antar lantai	=	400 cm
Panjang bordes	=	280 cm
Lebar bordes	=	170 cm
Lebar injakan	=	30 cm
Tinggi tanjakan	=	17 cm
Lebar tangga	=	130 cm
Tebal pelat tangga	=	15 cm
Tebal pelat bordes	=	15 cm
Tebal selimut beton	=	3 cm



*Gambar 4.1 Denah Tangga*

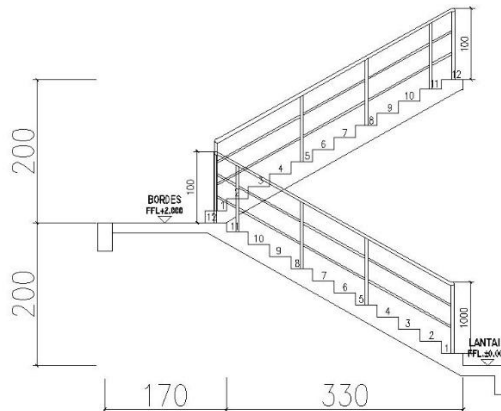
Dengan acuan di atas, untuk jumlah tanjakan, injakan, sudut kemiringan tangga, tebal pelat rata-rata, dan tebal rata-rata pelat tangga dihitung berdasarkan setengah tinggi dari tinggi antar lantai.

- Jumlah tanjakan :  $nt = 200 \text{ cm} / 17 \text{ cm} = 11.76 \text{ buah} \approx 12 \text{ buah}$
- Jumlah injakan :  $ni = nt - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$
- Sudut kemiringan ( $\alpha$ ) :  $\tan^{-1}(17 \text{ cm} / 30 \text{ cm}) = 29.54^\circ$
- Tebal pelat rata-rata :

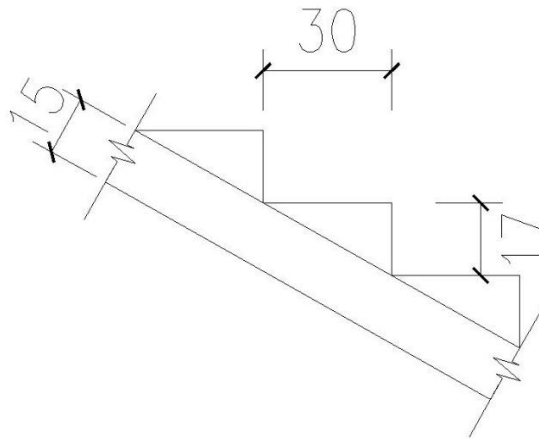
$$(i/2) \times \sin \alpha = (30/2) \times \sin 29.54^\circ = 7.395 \text{ cm}$$

- Tebal rata-rata pelat tangga :  $8 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 23 \text{ cm}$

Dari perhitungan diatas ditunjukkan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3



Gambar 4.2 Potongan Tangga



Gambar 4.3 Detail Pelat Tangga

#### 4.1.1.1. Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

##### a. Pembebanan Tangga

##### Beban Mati (DL)

Pelat tangga	$= \frac{0.23}{\cos 29.54} \times 2400 =$	634,467 kg/m <sup>2</sup>
Tegel	$= 1 \times 24 =$	24 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (2 cm)	$= 2 \times 21 =$	42 kg/m <sup>2</sup>
Sandaran	$=$	50 kg/m <sup>2</sup>
Total (DL)	$=$	750,467 kg/m <sup>2</sup>

Akibat gravitasi maka  $Q_{dl} = 750,467 \text{ kg/m}^2 \times \cos 29.54^\circ = 652,293 \text{ kg/m}^2$ .

##### Beban Hidup (LL)

Beban hidup tangga LL = 300 kg/m<sup>2</sup>



**Kombinasi Beban**

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\
 &= 1.2 (652,293) + 1.6 (300) \\
 &= 1263,507 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

**b. Pembebanan Pelat Bordes****Beban Mati (DL)**

$$\text{Pelat bordes} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel (1 cm)} = 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total (DL)} = 476 \text{ kg/m}^2$$

**Beban Hidup (LL)**

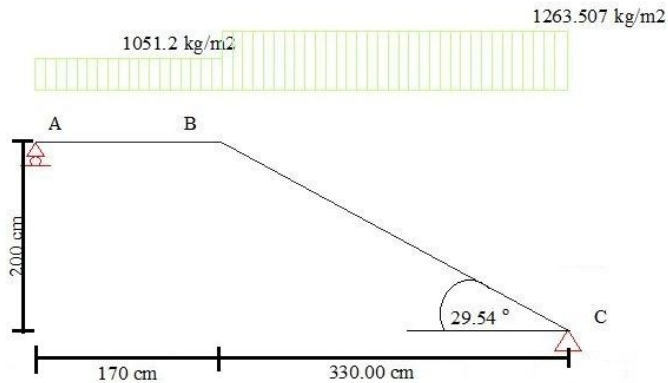
$$\text{Beban hidup tangga LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

**Kombinasi Beban**

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\
 &= 1.2 (476) + 1.6 (300) \\
 &= 1051,2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

**4.1.1.2. Analisa Struktur Tangga****a. Reaksi Perletakan tangga**

Analisa struktur tangga menggunakan metode statis tertentu dengan perletakan sendi-rol dengan kondisi pembebanan seperti pada gambar 4.4



*Gambar 4.4 Pembebanan Pada Tangga*

$$\Sigma MC = 0$$

$$R_A \cdot 5 - \left[ 1051,2 \times 1,7 \left( \frac{1,7}{2} + 3,3 \right) \right] - \left[ 1263,507 \cdot 3,3 \frac{3,3}{2} \right] = 0$$

$$R_A \cdot 5 - 7416,216 - 6879,796 = 0$$

$$R_A = \frac{14296,012}{5} = 2859,202 \text{ kg}$$

$$\Sigma MA = 0$$

$$-R_C \cdot 5 + \left[ 1051,2 \times 1,7 \left( \frac{1,7}{2} \right) \right] + \left[ 1263,51 \times 3,3 \left( \frac{3,3}{2} + 1,7 \right) \right] = 0$$

$$-R_C \cdot 5 + 1518,984 + 13968,071 = 0$$

$$R_C = \frac{15487,055}{5} = 3097,411 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$2859,202 + 3097,411 - 1051,2 \times 1.7 - 1263,507 \times 3.3 = 0 \text{ (OK)}$$

### b. Gaya Dalam Tangga

Akibat beban yang dibebankan pada tangga maka struktur tangga akan memiliki gaya-gaya akibat beban yang dibebankan seperti gaya normal, gaya lintang serta momen. Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan gaya-gaya tersebut.

#### 1. Pada pelat bordes

##### a. Gaya lintang

Potongan  $X_1$

$$DX_1 = RA - q_1 \times X_1 = 2859,202 - 1051,2 \times X_1$$

$$X_1 = 0 \text{ m}$$

$$DA = 2859,202 \text{ kg}$$

$$X_1 = 1.7 \text{ m}$$

$$DB = 1072,162 \text{ kg}$$

##### b. Momen

Potongan  $X_1$

$$MX_1 = RA \times X_1 - q_1 \times 0.5 \times X_1^2$$

$$X_1 = 0 \text{ m}$$

$$MA = 0 \text{ kg}$$

$$X_1 = 1.7 \text{ m}$$

$$MB = 3341,660 \text{ kg.m}$$

#### 2. Pada pelat tangga

##### a. Gaya lintang

$$\text{Titik B} = 1072,162 \text{ kg} \times \sin 29,54 = 528,59 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C} = 528,59 - 1263,507 \text{ kg} \times \sin 29,54 \times 3.3$$

$$= -1527,06 \text{ kg}$$

##### b. Gaya normal

$$\text{Titik B} = 1072,162 \text{ kg} \times \cos 29,54 = 932,805 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C} = 932,81 \text{ kg} - 1263,507 \text{ kg} \times \sin$$

$$29,54 \times 3.3 = -2694,82 \text{ kg}$$

##### c. Momen

Potongan  $X_2$

$$MX_2 = RC \times X_2 - q_2 \times X_2 \times 0,5 \times X_2$$

$$MX_2 = 3097,411 \times X_2 - 1263,507 \times 0,5 X_2^2$$

$$\begin{array}{ll} X_2 = 0 \text{ m} & MC = 0 \text{ kg.m} \\ X_2 = 3.3 \text{ m} & MB = 3341,660 \text{ kg.m} \end{array}$$

d. Momen maksimum

Momen maksimum terjadi pada daerah yang nilai gaya lintang nol ( $D_x = 0$ )

$$\begin{aligned} D_x &= -RC + q_2 \times X_2 = 0 \\ &= -3097,411 + 1263,507 \times X_2 = 0 \\ X &= 2,451 \text{ m dari titik C} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= RC \times X_2 - q_2 \times 0,5 X_2^2 \\ M_{\max} &= 3097,411 \times 2,451 - 1263,507 \times 0,5 \\ &\quad \times 2,451^2 \\ M_{\max} &= 3796,557 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

#### 4.1.1.3. Perhitungan Rasio Tebal Pelat

$$\begin{aligned} L_y &= 385.875 \text{ cm} \\ L_x &= 130 \text{ cm} \\ L_y/L_x &= 385,875 \text{ cm} / 130 \text{ cm} \\ &= 2,968 > 2,00 \text{ Maka Pelat Tipe tangga} \\ &\text{termasuk pelat satu arah.} \end{aligned}$$

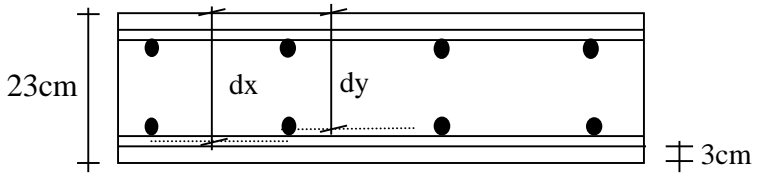
#### 4.1.1.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

Perhitungan kebutuhan tulangan tangga berdasarkan momen maksimum yang terjadi pada tiap bentang baik bagian pelat tangga maupun pelat bordes.

#### 4.1.1.5. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga

$$\begin{aligned} \text{Data perancangan tulangan :} \\ \mu &= 3796,558 \text{ kg.m} \\ &= 37965580 \text{ Nmm} \\ \text{Tebal pelat tangga} &= 230 \text{ mm} \\ \text{Tebal selimut beton} &= 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diameter tulangan = 10 mm  
 Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa  
 Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa



Gambar 4.5 Penulangan Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 dx &= 23\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 23\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) \\
 &= 19,4 \text{ cm} \\
 dy &= 23\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 23\text{cm} - 3\text{cm} - 1\text{cm} - (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) \\
 &= 18,4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times dy^2} = \frac{37965580}{0,9 \times 1000 \times 19,4^2} \\
 &= 1,120 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 240 \times 1,12}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,00478
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\text{Syarat} \quad : \quad \rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$$

$$0,002 < 0,00478$$

Maka, dipakai  $\rho = 0,00476$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,00478 \times 1000 \times 194 \text{ mm} \\ &= 923,755 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 fc \times b} = \frac{923,755 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,72$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (fc' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,84 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,41}{0,80} = 10,4$$

$$\begin{aligned} Et = \frac{d - c}{c} 0,003 &= \frac{194 - 10,4}{8,27} 0,003 \\ &= 0,0597 > 0,005 \end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan  $\phi 12 \text{ mm}$ , sehingga jarak  
antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{As_{perlu}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (12 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{923,755 \text{ mm}^2} \\ &= 122,481 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 122,481 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 12 - 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{Spakai} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (12 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}^2} \\ &= 1131,429 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 923,755 \text{ mm}^2 \\ &\quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan=  **$\emptyset 12-100 \text{ mm}$**

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 untuk mutu baja ( $f_y$ ) 400 MPa dipasang tulangan susut suhu dengan  $\rho$  sebesar 0.0018.

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times dx$$

$$A_{Sperlu} = 0.0018 \times 1000 \times 194 = 349,2 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2)

Dipakai tulangan  $\emptyset 10$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{Sperlu}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{349,2 \text{ mm}^2} \\ &= 225,004 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 225,004 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_{Spakai} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}^2} \\
 &= 392,857 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 223,2 \text{ mm}^2 \\
 &\text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

#### 4.1.1.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes

Data perancangan tulangan :

Mu = 3341,660 kg.m = 33416600 Nmm

Tebal pelat bordes = 200 mm

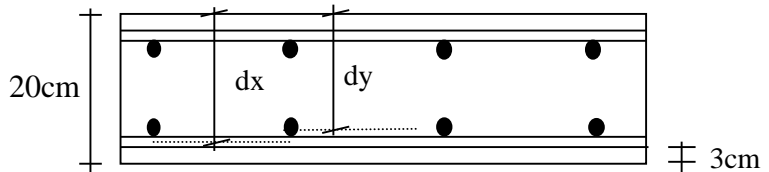
Tebal selimut beton = 30 mm

Diameter tulangan = 12 mm

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa

Kebutuhan tulangan utama :



Gambar 4.6 Penulangan Pelat Bordes

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) \\
 &= 16,4 \text{ cm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1\text{cm} - (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) \\
 &= 15,4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu



$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d y^2} = \frac{33416600}{0,9 \times 1000 \times 16,4^2}$$

$$= 1,380 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 240 \times 1,38}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00592$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	<	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	<	0,00592

Maka, dipakai  $\rho = 0,00592$

- Luas Tulangan

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times 1000 \times d_x$$

$$= 0,00592 \times 1000 \times 164 \text{ mm}$$

$$= 970,350 \text{ mm}^2$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{970,350 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 9,13$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,84$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,13}{0,84} = 10,9$$

$$E_t = \frac{d - C}{c} \times 0,003 = \frac{16,4 - 10,9}{9,27} \times 0,003$$

$$= 0,0597 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi=0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 120 \text{ mm} \\ = 240 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan  $\phi 12\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}} \\ = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (12 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{970,350 \text{ mm}^2} \\ = 116,600 \text{ mm}$$

$$S = 116,600 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} \\ = 100 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\phi 10 - 100 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{\text{pakai}}} \\ = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (12 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}^2} \\ = 1131,429 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 923,755 \text{ mm}^2 \\ (\text{memenuhi})$$

Jadi, dipasang tulangan=  **$\phi 12-100\text{mm}$**

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 untuk mutu baja ( $f_y$ ) 400 MPa dipasang tulangan susut suhu dengan  $\rho$  sebesar 0.0018.

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times dx$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.0018 \times 1000 \times 124 = 223,2 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2)

Dipakai tulangan  $\emptyset$  10, sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{223,2 \text{ mm}^2}$$

$$= 352,022 \text{ mm}$$

$$S = 352,022 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset$  10 - 200 mm

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}^2}$$

$$= 392,857 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 223,2 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

#### 4.1.2. Perencanaan Balok Bordes

Desain balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dianggap merupakan balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang ( $l$ ) 2800 mm didapatkan :

$$h = l/16 = 2800/16 = 175 \text{ cm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 200 = 133,333 \approx 200 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok 150× 200 mm.

##### 4.1.2.1. Pembebanan Balok Bordes Bawah

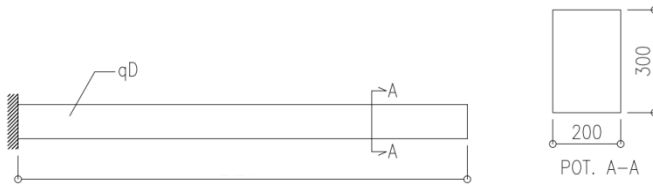
Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat sendiri balok} & : & 0,2 \times 0,3 \times 2400 = \frac{144 \text{ kg/m}}{qd} \\ & & = 144 \text{ kg/m} \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 Qd_{ultimate} &= 1,2 \times qd & : & 1,2 \times 144 & = & 172,8 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban Pelat bordes} & & : & & & 1051,2 \text{ kg/m} \\
 q_u &= & & 1224 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

Balok Bordes BA2 terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.7 Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{10} q_u l^2 = \frac{1}{10} \times 1224 \times 2,8^2 = 959,616 \text{ kgm} \\
 &= 9596160 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d = 300 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 243,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{9596160 \text{ Nmm}}{0,9 \times 200 \times 243,5^2} = 0,899 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,686) \times 0,899}{400}} \right) = 0,00229
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,0035$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$As = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,0035 \times 200 \times 243,5 = 170,5 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan As tidak boleh kurang dari

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} b_w d = \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 200 \times 243,5 = 166,713 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{fy} = \frac{1,4 \times 200 \times 243,5}{400} = 170,45 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 166,713 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 13 mm (A D13 = 132,67 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{pakai}}}{A D13}$$

$$= \frac{170,5}{132,67} = 1,285 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D13 (As = 265,3 mm<sup>2</sup>)

#### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 (As = 265,3 mm<sup>2</sup>)

#### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{265,3 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} = 20,8 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{20,8}{0,85} = 24,482 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{243,5}{24,482} - 1 \right) = 0,0268 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 265,3 \times 400 \times \left( 243,5 - \frac{1}{2} \times 20,8 \right)$$

$$= 24738828 \text{ Nmm} = 2473,8828 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 2473,8828 \text{ kgm} > M_u = 959,616 \text{ kgm (OK)}$$

#### ▪ Penulangan Geser

$$V_u = 0,5 \text{ qu } l = 0,5 \times 1224 \times 2,8 = 1713,6 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 243,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 3400,946 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \leq V_u$$

$$1700,473 \text{ kg} \leq 1713,6 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok tidak mencukupi, dengan demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{30} (200)(243,5) = 88824,714 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 88824,714 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{243,5}{2} = 121,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100$  mm (dipasang sengkang D10-100)

#### 4.1.2.2. Pembebanan Balok Bordes Atas

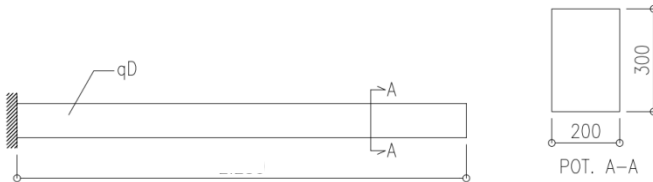
Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat sendiri balok} & : & 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m} \\ \text{Berat Dinding} & : & 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} \\ \hline qd & = & 644 \text{ kg/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} Qd_{ultimate} = 1,2 \times qd & : & 1,2 \times 644 = 772,8 \text{ kg/m} \\ qu & = & 772,8 \text{ kg/m} \end{array}$$

#### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

Balok Bordes terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.8 Balok Bordes

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{1}{10} qu l^2 = \frac{1}{10} \times 772,8 \times 2,8^2 = 605,875 \text{ kgm} \\ &= 6058750 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$

$$d = 300 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 243,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{6058750 \text{ Nmm}}{0,9 \times 200 \times 243,5^2} = 0,568 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,686) \times 0,568}{400}} \right) = 0,0014 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\min} = 0,0035$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 200 \times 243,5 = 170,5 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 200 \times 243,5 = 166,713 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 200 \times 243,5}{400} = 170,5 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 166,713 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 13 mm ( $A_{D13} = 132,67 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D13}} \\ &= \frac{160,5}{132,67} = 1,285 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D13 ( $A_s = 265,3 \text{ mm}^2$ )



### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 ( $A_s = 265,3 \text{ mm}^2$ )

### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{265,3 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} = 20,8 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{20,8}{0,85} = 24,482 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{243,5}{24,482} - 1 \right) = 0,026 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 265,3 \times 400 \times \left( 243,5 - \frac{1}{2} \times 20,8 \right) \\ &= 24738828 \text{ Nmm} = 2473,8828 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2473,8828 \text{ kgm} > M_u = 605,875 \text{ kgm (OK)}$$

### ▪ **Penulangan Geser**

$$V_u = 0,5 \text{ qu } l = 0,5 \times 772,8 \times 2,8 = 1081,92 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 243,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 3400,946 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \leq V_u$$

$$1700,473 \text{ kg} \geq 1081,92 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{30} (200)(243,5) = 88824,714 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 88824,714 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{243,5}{2} = 121,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v \text{ fyt}}{0,35 \text{ bw}} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-100)

#### 4.1.3. Perencanaan Balok Lift

##### 4.1.3.1. Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 1000 Kg
Kecepatan	: 105 m/min

Dimensi sangkar ( car size )

- Car Wide (CW)	: 1660 mm
- Car Depth (CD)	: 1655 mm
- Opening	: 900 mm

Dimensi ruang luncur ( Hoistway )

- Hoistway width (HW)	: 4200 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 2130 mm

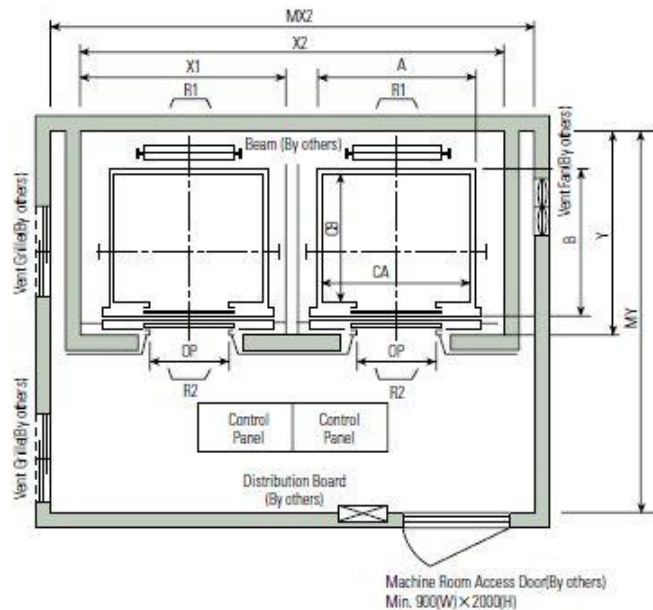
Beban reaksi ruang mesin

$R_1$	: 5450 kg
$R_2$	: 4300 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.1 :

Tabel 4.1 Spesifikasi Passenger Elevator

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2
60	6	450	800	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY		
	8	550	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	9	600	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	10	700	800	1400 × 1130	1440 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
90	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
	105	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450
120	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
150	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		



*Gambar 4.9 Denah Lift*

Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 600 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 60 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 40/60 cm

#### 4.1.3.2. Pembebanan lift

##### 1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

## 2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R \times \Psi &= (5450 + 4300) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ & &= 17355 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 4.1.3.3. Balok Penggantung Lift 40/60

#### a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,6 \times 0,4 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat total (qd)} = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup} = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (pelat untuk ruang mesin)}$$

$$\text{Ql} = 400 \times 1\text{m} = 400 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2q_d \times 1,6q_l = 1,2(576) + 1,6(400) = 1331,2 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift  $P = 17355 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$$

$$= \frac{1}{2} \times 1331,2 \times 2,13 + \frac{1}{2} \times 17355 = 10095,228 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$= \frac{1}{8} \times 1331,2 \times 2,13^2 + \frac{1}{4} \times 17355 \times 2,13 = 9996,4776 \text{ kgm}$$

$$= 99964776 \text{ Nmm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{Senggang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 540,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{99964776 \text{ Nmm}}{0,9 \times 300 \times 340,5^2} = 0,951 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,686) \times 0,951}{400}} \right) = 0,0024$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\min} = 0,0035$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 540,5 = 756,700 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 400 \times 540,5 = 740,11 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 540,5}{400} = 756,700 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 756,700 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm (A D19 = 283,39 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{756,700}{283,39} = 2,67 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D19 (As = 850,2 mm<sup>2</sup>)

### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D19 (As = 566,8 mm<sup>2</sup>)

### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{850,2 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 33,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{33,3}{0,85} = 39,22 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{540,5}{39,22} - 1 \right) = 0,03 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 850,2 \times 400 \times \left( 540,5 - \frac{1}{2} \times 33,3 \right)$$

$$= 178134777 \text{ Nmm} = 17813,4777 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 17813,4777 \text{ kgm} > M_u = 9996,4776 \text{ kgm (OK)}$$

▪ **Penulangan Geser**

$$Vu = 10095,228 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 400 \times 540,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi Vc = 15098,24 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi Vc \leq Vu$$

$$7549,12 \text{ kg} \leq 10095,228 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok tidak mencukupi, dengan demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{f'c} b w d$$

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{30} (400)(540,5) = 394330,664 \text{ kg}$$

$$Vs \leq Vc_1$$

$$0 \leq 394330,664 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{540,5}{2} = 270,25 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,571 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 200 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-200)

**b. Kontrol Lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$



Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

## 4.2. Preliminary Design

### 4.2.1. Desain Struktur Primer

Desain struktur primer meliputi desain *drop panel*, pelat, kolom serta dinding pendukung (*shearwall*).

### 4.2.2. Desain Pelat

Struktur *flat slab* merupakan struktur *slab* dua arah yang tidak menggunakan balok interior sehingga pelat akan lebih tebal dibandingkan dengan menggunakan balok. SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 mengatur bahwa tebal minimum pelat pada panel dalam akibat tidak digunakan balok dengan  $f_y$  400 MPa adalah sebesar  $1/33$  dari lebar ( $l_n$ ) pelat itu sendiri, sehingga didapatkan tebal pelat dengan  $l_x = 6000\text{mm}$ ,  $l_y = 8250\text{ mm}$  sebagai berikut :

$$h_{\text{pelat}} = \frac{l_n}{33} = \frac{8250}{33} = 181.81\text{ mm} \approx 200\text{ mm}$$

Sehingga digunakan pelat dengan tebal 200 mm.

### 4.2.3. Desain Drop Panel

*Drop panel* pada struktur *flat slab* berfungsi sebagai pengganti balok serta mencegah *geser pounds* pada kolom. Sehingga dalam desain *drop panel* yang akan digunakan harus mempertimbangkan hal tersebut. Desain *drop panel* harus memenuhi persyaratan yang terdapat pada SNI 03-2847-2013 pasal 13.2.5

#### 4.2.3.1. lebar drop panel

Untuk arah Sumbu x :

$$L_{drop\ panel} \geq \frac{1}{6}Lx$$

$$L_x \geq \frac{1}{6} \times 6000 = 1000\ mm$$

Untuk arah sumbu y :

$$L_{drop\ panel} \geq \frac{1}{6}Ly$$

$$L_y \geq \frac{1}{6} \times 8250 = 1375\ mm$$

Digunakan lebar drop panel 1500 mm untuk arah x maupun y sehingga lebar total *drop panel* adalah 3000 mm baik arah x maupun y.

#### 4.2.3.2. Tebal Drop Panel

Dari perhitungan tebal pelat sebelumnya tebal pelat yang digunakan adalah 200 mm, maka *tebal drop panel* ditentukan sebagai berikut

$$h_{drop\ panel} \geq \frac{1}{4}h_{pelat}$$

$$h_{drop\ panel} \geq \frac{1}{4} \times 200\ mm = 50\ mm \approx 50mm$$

Tebal *drop panel* yang telah didapatkan tidak boleh melebihi persyaratan berikut:

$$h_{drop\ panel} \geq \frac{1}{4} \times Se$$

Dimana  $Se$  adalah jarak tepi kolom ekivalen ke tepi *drop panel*. Untuk dimensi kolom awal untuk perhitungan persyaratan ini direncanakan  $600 \times 600$  mm dengan lebar *drop panel* arah x 1500 sehingga didapatkan  $Se = 1500 - 0.5 \times 600 = 1200$  mm, maka

$$h_{drop\ panel} \leq \frac{1}{4} \times 1100\ mm = 300\ mm$$

Sehingga tebal *drop panel* yang digunakan adalah 150 mm.

#### 4.2.4. Desain Dimensi Kolom

Dalam desain kolom, diambil *sample* kolom yang dianggap paling besar menerima beban, dalam hal ini kolom pada lantai dasar karena harus menerima beban lantai 1 sampai lantai atap. Jadi, dimensi kolom sangat berpengaruh terhadap beban yang diterima, semakin berat beban yang dipikul maka semakin besar penampang kolom.

##### 4.2.4.1. Pembebanan Pada Kolom

Beban mati

Lantai Atap:

Berat pelat	=	$8,25 \times 6 \times 0,2 \times 2400$	=	23760 kg
<i>Drop panel</i>	=	$3 \times 3 \times 0,15 \times 2400$	=	3240 kg
Spesi	=	$8,25 \times 6 \times 2 \times 21$	=	2079 kg
Penggantung + plafond	=	$(7 + 11) \times 8,25 \times 6$	=	891 kg
ME	=	$40 \times 8,25$	=	330 kg
Plumbing	=	$30 \times 8,25$	=	247,5 kg
Berat Total (DL)			=	<u>30547,5 kg</u>

Lantai 1 s/d 9:

Berat pelat	=	$8,25 \times 6 \times 0,2 \times 2400$	=	23760 kg
Drop panel	=	$3 \times 3 \times 0,15 \times 2400$	=	3240 kg
Spesi	=	$8,25 \times 6 \times 2 \times 21$	=	2079 kg
Keramik	=	$8,25 \times 6 \times 1 \times 24$	=	1188 kg
Penggantung + plafond	=	$(7 + 11) \times 8,25 \times 6$	=	891 kg
ME	=	$40 \times 8,25$	=	330 kg
Plumbing	=	$30 \times 8,25$	=	247,5 kg
Dinding	=	$250 \times 8,25 \times 4$	=	8250 kg
Total Pd2/lantai			=	39985,5 kg

Sehingga Pd2 total adalah :  $45768 \text{ kg} \times 9 = 359869,5 \text{ kg}$

Dari kedua perhitungan berat didapatkan  $Pd = Pd1 + Pd2 = 30547,5 \text{ kg} + 359869,5 \text{ kg} = 390417 \text{ kg}$

Beban hidup

Lantai atap	=	$8,25 \times 6 \times 100$	=	4950 kg
Lantai 1 s/d 9	=	$8,25 \times 6 \times 250 \times 9$	=	111375 kg
Total Pl			=	116325 kg

**4.2.4.2. Kombinasi Pembebanan**

Kombinasi pembebanan menggunakan kombinasi sederhana pada SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 yakni 1.4D dan 1.2D+1.6L. dari hasil kedua perhitungan diambil nilai yang terbesar.

- $P_u = 1.4P_d$  (kombinasi 1)  
 $P_u = 1.4 \times 390417 = 546583,8 \text{ kg}$
- $P_u = 1.2P_d + 1.6P_l$  (kombinasi 2)  
 $P_u = 1.2 \times 390417 + 1.6 \times 116325 = 654620,4 \text{ kg}$   
(menentukan)

Karena hasil dari kombinasi 2 lebih besar yakni 654620,4 kg maka  $P_u$  digunakan  $P_u$  kombinasi 2 sebagai beban rencana untuk desain kolom.

#### 4.2.4.3. Dimensi Kolom

Dengan menggunakan mutu baja ( $f_y$ ) 400 Mpa dan  $P_u$  654620,4 kg maka dimensi kolom dapat ditentukan sebagai berikut:

$$A = \frac{P_u}{\phi f'_c}$$

Nilai  $\phi$  untuk komponen kolom menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3.2.2 (b) ditentukan 0.65, diambil nilai 0.3 agar kapasitas penampang lebih besar

$$A = \frac{654620,4}{0.65 \times 300} = 3357,028 \text{ cm}^2$$

Bila  $b = h$ , maka  $b = h = \sqrt{3357,028} = 57,939 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$

#### 4.2.5. Desain Dinding Pendukung (Shearwall)

Tebal minimum dinding pendukung pada SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3(1) tidak boleh lebih kecil dari 100 mm dengan memperhatikan beberapa hal berikut :

1. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 tinggi dinding yang ditopang secara lateral
2. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral

Dari kedua item tersebut diambil nilai terkecil.

Untuk dinding pendukung ini dirancang awal dengan menggunakan tebal 40 cm dengan tinggi dinding 400 cm dan lebar dinding 825 cm, dengan demikian maka,

$$T_{min} = \frac{1}{25} \times 400 = 16 \text{ cm}$$

$$T_{min} = \frac{1}{25} \times 825 = 33 \text{ cm}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai minimum adalah 16 cm, dengan demikian

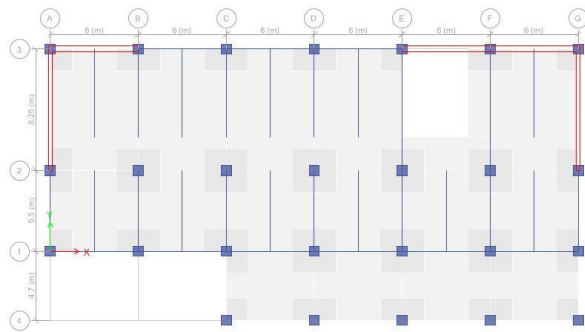
$$T_{rencana} = 40 > 16 \text{ cm} \quad (OK)$$

Maka tebal dinding pendukung menggunakan tebal 40 cm.

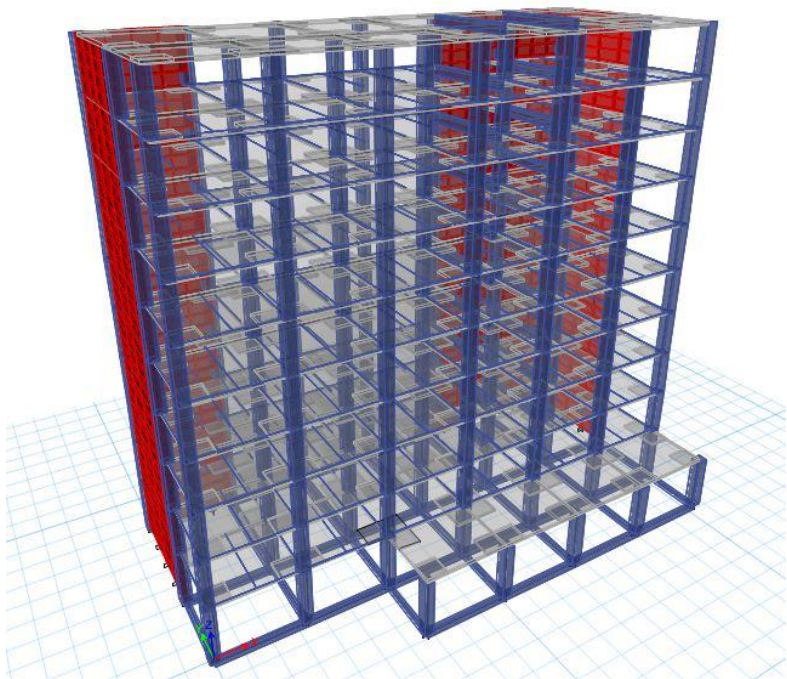
### **4.3. PEMODELAN STRUKTUR**

#### **4.3.1. Desain Struktur Primer**

Pada Bab ini lebih menitik beratkan pada perhitungan beban – beban yang terdapat pada gedung baik beban gravitasi maupun lateal (gempa) juga permodelan struktur serta analisa struktur menggunakan program bantu ETABS 2013. Dimensi dari tiap – tiap elemen struktur sesuai dengan hasil desain struktur pada bab V. Bila hasil dari analisa struktur mampu menahan beban rencana maka akan dilanjutkan untuk perancangan struktur primer, bila tidak maka dilakukan evaluasi ulang atau dengan mengganti dimensi struktur sebelumnya.



*Gambar 4.10 Denah Struktur Gedung*



*Gambar 4.11 Model 3D Struktur Gedung*

### 4.3.2. Pembebanan

#### 4.3.2.1. Beban Mati

##### a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban. Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

##### b. Beban Mati Tambahan atau *SIDL*

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur.

##### 1) Beban Mati Tambahan pada Lantai 1 s.d. 9

Keramik	$= 1 \times 24$	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t=2\text{Cm}$ )	$= 2 \times 21$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Plafond + penggantung	$= 11 + 7$	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Plumbing + ME		$= 50 \text{ kg/m}^2 +$
SIDL lantai		$= 134 \text{ kg/m}^2$

##### 2) Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Aspal	$= 14$	$\text{kg/m}^2$
Plafond + penggantung	$= 18$	$\text{kg/m}^2$
Plumbing + ME	$= 50$	$\text{kg/m}^2 +$
SIDL atap		$= 82 \text{ kg/m}^2$

##### 3) Beban Dinding

Berat dinding  $= 250 \text{ kg/m}^2$

- a) Beban dinding lt.dasar  $= 250 \times 4 = 1000 \text{ kg/m}^2$
- b) Beban dinding lt.1-9  $= 250 \times 3.4 = 850 \text{ kg/m}^2$



#### 4.3.2.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung tersebut. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai untuk bangunan hotel adalah  $250 \text{ kg/m}^2$ , sedangkan beban hidup yang bekerja pada lantai atap adalah  $100 \text{ kg/m}^2$ .

#### 4.3.2.3. Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis spektrum respons. Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s = 0,663$  dan  $S_1 = 0,247$  yang berada di kota Surabaya, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

##### a. Kategori Risiko (I) dan Faktor Keutamaan ( $I_e$ )

Berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726-2012, struktur ini termasuk dalam kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) 1.

##### b. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu  $N = 2,82 (< 15)$ . Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan TANAH LUNAK (SE).

##### c. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2012, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s = 0,663$  dan  $S_1 = 0,247$  dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

$$F_a = 1,374$$

$$F_v = 3,012$$

Penentuan nilai SMS dan SM1:

$$SMS = F_a \times S_s$$

$$SMS = 1,374 \times 3,012$$

$$SMS = 0,911$$

$$SM1 = F_v \times S1$$

$$SM1 = 3,012 \times 0,247$$

$$SM1 = 0,744$$

#### d. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012, parameter percepatan spektral desain, yaitu SDS dan SD1 ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (0,911)$$

$$S_{DS} = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (0,64)$$

$$S_{D1} = 0,496$$

Dengan nilai-nilai tersebut, struktur gedung diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori D.

#### e. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik D, dapat digunakan sistem rangka gedung (SRG) sebagai sistem strukturnya. dengan dinding geser beton bertulang khusus pada arah x dan y. Dengan

sistem rangka gedung dengan dinding geser beton bertulang khusus maka 90% gaya gempa akan di pikul dinding geser,

Parameter sistem struktur untuk arah x dan y dengan dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 6$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5$$

#### f. Spektrum Respons Desain

Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$ :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,496}{0,607}$$

$$T_0 = 0,163$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

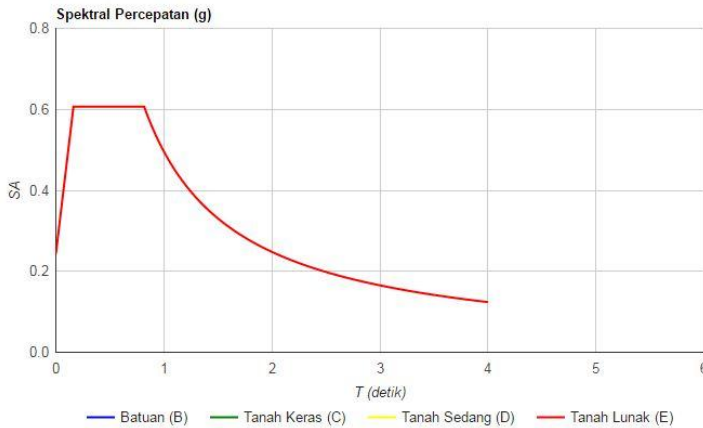
$$T_s = \frac{0,496}{0,607}$$

$$T_s = 0,817$$

Untuk periode yang lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan bantuan *software* Spektra Indo, spektrum gempa rencana sesuai letak gedung tersebut didapatkan sebagai berikut.



*Gambar 4.12 Spektrum Respons Gempa Rencana*

#### **g. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen**

Berikut ini akan dihitung koefisien respons seismik,  $C_s$ , berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2012.

1)  $C_s$  maksimum

$$C_{s_{maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah } x = \frac{0,607}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,1012$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah } y = \frac{0,607}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,1012$$

2)  $C_s$  hitungan

$$C_{s_{hasil \text{ hitungan}}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$Cs_{\text{hasil hitungan arah X}} = \frac{0,496}{0.908 \left(\frac{6}{1}\right)} = 0,091$$

$$Cs_{\text{hasil hitungan arah Y}} = \frac{0,496}{0.778 \left(\frac{6}{1}\right)} = 0,106$$

3)  $Cs_{\text{minimum}}$

$$Cs_{\text{minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$Cs_{\text{minimum arah X}} = (0,044)(0,607)(1) = 0,027$$

$$Cs_{\text{minimum arah Y}} = (0,044)(0,607)(1) = 0,027$$

Untuk arah X didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs_{\text{hitungan arah X}} = 0,091$$

$$Cs_{\text{minimum arah X}} = 0,027$$

$$Cs_{\text{maksimum arah X}} = 0,101$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,091 karena  $Cs$  hitungan terletak di antara interval antara  $Cs_{\text{minimum}}$  dan  $Cs_{\text{maksimum}}$ .

Untuk arah Y didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs_{\text{minimum arah Y}} = 0,027$$

$$Cs_{\text{hitungan arah Y}} = 0,106$$

$$Cs_{\text{maksimum arah Y}} = 0,101$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,101 karena  $Cs$  hitungan terletak di luar interval antara  $Cs_{\text{minimum}}$  dan  $Cs_{\text{maksimum}}$ .

#### h. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental ( $T$ ) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum sesuai pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$Ta_{minimum} = C_t h_n^x$$

$$Ta_{maksimum} = C_u Ta_{minimum}$$

1) Arah X

$$Ta_{minimum} = 0,0488 (34,6)^{0,75} = 0,696 \text{ detik}$$

$$Ta_{maksimum} = 1,4 (0,696) = 0,975 \text{ detik}$$

2) Arah Y

$$Ta_{minimum} = 0,0488 (34,6)^{0,75} = 0,696 \text{ detik}$$

$$Ta_{maksimum} = 1,4 (0,696) = 0,975 \text{ detik}$$

#### 4.3.2.4. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L
- c. 1,2D + 1,0W + L
- d. 1,2D + 1,0E + L
- e. 0,9D + 1,0W
- f. 0,9D + 1,0E

#### 4.3.3. Hasil Analisa Struktur

1. Periode Struktur

Periode struktur (T) yang didapat dari analisis 3 dimensi ETABS adalah:

$$T \text{ arah X ETABS} = 0,912 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y ETABS} = 0,779 \text{ detik}$$

Dilakukan kontrol terhadap  $Ta$  minimum dan  $Ta$  maksimum pada masing-masing arah.

a. Arah X

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 0,912 detik.

b. Arah Y

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 0,779 detik.

2. Berat Bangunan

Bagian ini merupakan kontrol berat bangunan yang dihitung secara manual dan dihitung secara komputerisasi oleh ETABS. Hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya kesalahan pemasukan data pada ETABS.

Tabel 4.2 Kontrol Berat Bangunan

Komponen	Manual (kN)	ETABS (kN)
Lantai 10	4592.574	4426.932
Lantai 9	7418.704	7179.754
Lantai 8	7418.704	7179.754
Lantai 7	7418.704	7179.754
Lantai 6	7418.704	7179.754
Lantai 5	7418.704	7179.754
Lantai 4	7418.704	7179.754
Lantai 3	7418.704	7179.754
Lantai 2	7418.704	7179.754
Lantai 1	8787.484	8240.722
Lantai 0	2958.44	3026.840

<b>Wt</b>	75688.13	73132.526
-----------	----------	-----------

Dari hasil perhitungan di atas didapat selisih berat bangunan sebesar 3.376%, nilai ini masih berada di bawah batas selisih toleransi berat bangunan, yaitu 5%. Karena dalam perhitungan berat bangunan manual mengabaikan adanya rongga (*void*) pada struktur gedung, maka untuk perhitungan selanjutnya, akan digunakan berat bangunan yang dihitung oleh ETABS.

### 3. Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s W_t$$

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan berdasarkan:

$$F_i = C_{vx} V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Distribusi horizontal gaya gempa dapat ditentukan berdasarkan:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Tabel 4.3 Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	w h <sup>k</sup> (kNm)	C <sub>vx</sub>	F <sub>x</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)
Atap	34,6	4426.932	5299745.913	0.175	1158.929	1158.929
9	31,2	7179.754	6989059.734	0.231	1528.342	2687.272
8	27,8	7179.754	5548801.081	0.183	1213.392	3900.663
7	24,4	7179.754	4274538.341	0.141	934.741	4835.404
6	21	7179.754	3166271.514	0.104	692.389	5527.793



5	17,6	7179.754	2224000.599	0.073	486.336	6014.129
4	14,2	7179.754	1447725.597	0.048	316.583	6330.713
3	10,8	7179.754	837446.507	0.028	183.130	6513.843
2	7,4	7179.754	393163.329	0.013	85.976	6599.818
1	4	8240.722	131851.552	0.004	28.833	6628.651
Dasar	0	3026.840	0.000	0.000	0.000	6628.651
TOTAL		73132.526	30312604.167	1.000	6628.651	

Tabel 4.4 Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	$w h^k$ (kNm)	$C_{vx}$	$F_y$ (kN)	$V_y$ (kN)
10	34.6	4426.932	5299745.913	0.175	1294.196	1294.196
9	31.2	7179.754	6989059.734	0.231	1706.726	3000.922
8	27.8	7179.754	5548801.081	0.183	1355.015	4355.938
7	24.4	7179.754	4274538.341	0.141	1043.841	5399.779
6	21	7179.754	3166271.514	0.104	773.202	6172.981
5	17.6	7179.754	2224000.599	0.073	543.100	6716.081
4	14.2	7179.754	1447725.597	0.048	353.534	7069.615
3	10.8	7179.754	837446.507	0.028	204.504	7274.120
2	7.4	7179.754	393163.329	0.013	96.010	7370.130
1	4	8240.722	131851.552	0.004	32.198	7402.328
Dasar	0	3026.840	0.000	0.000	0.000	7402.328
TOTAL		73132.526	30312604.167	1.000	7402.328	

Nilai  $k = 2$  untuk arah  $x$  dan  $k = 2$  untuk arah  $y$  merupakan hasil interpolasi berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726-2012. Jadi, didapat nilai gaya lateral ekuivalen untuk masing-masing arah adalah:

$$V_x = C_{s_x} W_t = 0,091 \times 73132,526 = 6628,651 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{s_y} W_t = 0,101 \times 73132,526 = 7402,328 \text{ kN}$$

Sedangkan, besarnya gaya lateral akibat respons dinamik ( $V_t$ ) yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_{t_x} = 5669,9239 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 6305,1857 \text{ kN}$$

Berdasarkan pasal 7.9.4.1 SNI 1726-2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama.

$$V_t \geq 0,85 V$$

Bila respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 ( $V/V_t$ ). Maka:

$$0,85 V_x = 0,85 \times 6628,651 = 5634,353 \text{ kN}$$

$$0,85 V_y = 0,85 \times 7402,328 = 6291,9788 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$V_{t_x} = 3709,9709 \text{ kN} \geq 0,85 V_x = 5634,353 \text{ kN} \text{ (No OK)}$$

$$V_{t_y} = 5121,520 \text{ kN} \geq 0,85 V_y = 6291,978 \text{ kN} \text{ (No OK)}$$

Maka untuk arah x dan y akan dikalikan faktor skala:

$$Faktor skala = \frac{0,85 V_x}{V_{tx}} \geq 1$$

$$Faktor skala = \frac{5634,353}{3709,9709} \geq 1$$

$$Faktor skala arah x = 1,53$$

$$Faktor skala = \frac{0,85 V_y}{V_{ty}} \geq 1$$

$$Faktor skala = \frac{6291,9788}{5121,5205} \geq 1$$

$$Faktor skala arah x = 1,23$$

#### 4. Kontrol Sistem Rangka Gedung

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. *Frame* yang dianalisis adalah *frame* arah X dan Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik, demikian hasilnya:

Tabel 4.5 Kontrol Sistem Rangka Gedung

Beban Lateral	SRG		Shear Wall	
	FX	FY	FX	FY
Gempa Arah X	62.1792	33.8048	536.4421	464.1271
Gempa Arah Y	27.9585	64.73	240.0859	664.4444
Beban Lateral	SRG		Shear Wall	
	FX	FY	FX	FY
Gempa Arah X	10.39%	6.79%	89.61%	93.21%
Gempa Arah Y	10.43%	8.88%	89.57%	91.12%

#### 5. Periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio*

Berikut ini merupakan tabel untuk periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio* berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.6 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa

Mode	Periode (detik)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Penjelasan
1	0.912	0.510	0.032	0	0.510	0.032	<i>First Mode X</i>
2	0.779	0.020	0.702	0	0.530	0.733	<i>First Mode Y</i>
3	0.394	0.184	0.002	0	0.714	0.736	<i>First Mode Torsion</i>
4	0.229	0.152	0.012	0	0.866	0.747	<i>Second Mode X</i>
5	0.221	0.006	0.171	0	0.871	0.918	<i>Third Mode X</i>
6	0.118	0.031	0.000	0	0.902	0.919	<i>Second Mode Y</i>

7	0.114	0.002	0.044	0	0.904	0.963	<i>Second Mode Torsion</i>
8	0.113	0.049	0.001	0	0.954	0.964	<i>Fourth Mode X</i>
9	0.079	0.000	0.020	0	0.954	0.983	<i>Fifth Mode X</i>
10	0.077	0.015	0.000	0	0.969	0.983	<i>Third Mode Y</i>
11	0.063	0.011	0.000	0	0.979	0.984	<i>Third Mode Torsion</i>
12	0.06	0.000	0.009	0	0.980	0.992	<i>Sixth Mode X</i>
13	0.912	0.510	0.032	0	0.510	0.032	<i>Seventh Mode X</i>
14	0.779	0.020	0.702	0	0.530	0.733	<i>Fourth Mode Y</i>
15	0.394	0.184	0.002	0	0.714	0.736	<i>Fourth Mode Torsion</i>

#### 6. Kontrol Simpangan Antar lantai (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antarlantai hanya ada saat kondisi kinerja batas ultimit saja. Tabel berikut ini merupakan hasil perhitungan simpangan antarlantai pada arah x dan y berdasarkan SNI 1726-2012 pada kondisi kinerja batas ultimit.

Tabel 4.7 Simpangan Antarantai Arah X

Lantai	Elevation (m)	Total Drift X (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ ) mm	Story Drift Izin < $\Delta a$
Atap	34.6	43.1	4.7	23.500	68	OK
9	31.2	38.4	4.9	24.500	68	OK
8	27.8	33.5	5.1	25.500	68	OK

7	24.4	28.4	5.1	25.500	68	OK
6	21	23.3	5.1	25.500	68	OK
5	17.6	18.2	4.8	24.000	68	OK
4	14.2	13.4	4.4	22.000	68	OK
3	10.8	9	3.8	19.000	68	OK
2	7.4	5.2	2.8	14.000	68	OK
1	4	2.4	2.4	12.000	80	OK
Dasar	0	0	0	0.000	0	OK

Tabel 4.8 Simpangan Antarlantai Arah Y

Lantai	Elevation (m)	Total Drift Y (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ ) mm	Story Drift Izin < $\Delta a$
Atap	34.6	34.9	3.3	16.500	68	OK
9	31.2	31.6	3.6	18.000	68	OK
8	27.8	28	3.8	19.000	68	OK
7	24.4	24.2	3.9	19.500	68	OK
6	21	20.3	4.1	20.500	68	OK
5	17.6	16.2	3.9	19.500	68	OK
4	14.2	12.3	3.7	18.500	68	OK
3	10.8	8.6	3.4	17.000	68	OK
2	7.4	5.2	3	15.000	68	OK
1	4	2.2	2.2	11.000	80	OK
Dasar	0	0	0	0.000	0	OK

Contoh perhitungan simpangan antarlantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai Atap arah Y:

- a. Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai atap, yaitu 34,6 mm. Jadi nilai  $\delta_{eAtap} = 34,9$  mm.
- b. Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 9, yaitu 31,6 mm. Jadi nilai  $\delta_{e10} = 31,6$  mm.
- c. Hitung simpangan atau perpindahan antar lantai untuk lantai atap yaitu dengan persamaan  $(\delta_{eAtap} - \delta_{e9}) = (34,9 - 31,6) = 3,3$  mm.
- d. Hitung nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) yang diperbesar, yaitu:  

$$\frac{(\delta_{eAtap} - \delta_{e9})Cd}{I_e} = 16,5 \text{ mm}$$
- e. Hitung nilai batas untuk simpangan antarlantai (*story drift*)  $\Delta_a$  yang terdapat pada pasal 7.12.1 SNI 1726-2012, yaitu:  
 $\Delta_a < 0,02 h_{sx}$   
 $\Delta_a < 0,02 (34600 - 31200)$   
 $\Delta_a < 68 \text{ mm}$
- f. Cek nilai simpangan antarlantai pada lantai Atap, yaitu:  
 $16,5 \text{ mm} < 68 \text{ mm}$  (OK)

## 7. Pengaruh P- $\Delta$

Pengaruh P- $\Delta$  pada SNI 1726-2012 ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Jika  $\theta < 0,1$ , pengaruh P- $\Delta$  dapat diabaikan. Berikut ini merupakan hasil perhitungan P- $\Delta$  pada masing-masing arah baik x dan y.

Tabel 4.9 Kontrol Pengaruh P- $\Delta$  Arah X

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift X (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Atap	34600	43.100	1158.929	4426.932	4426.932	0.0010	<b>OK</b>
9	31200	38.400	2687.272	7179.754	11606.686	0.0011	<b>OK</b>
8	26800	33.500	3900.663	7179.754	18786.440	0.0012	<b>OK</b>
7	24400	28.400	4835.404	7179.754	25966.194	0.0013	<b>OK</b>
6	21000	23.300	5527.793	7179.754	33145.948	0.0013	<b>OK</b>
5	17600	18.200	6014.129	7179.754	40325.702	0.0014	<b>OK</b>
4	14200	13.400	6330.713	7179.754	47505.456	0.0014	<b>OK</b>
3	10800	9.000	6513.843	7179.754	54685.210	0.0014	<b>OK</b>
2	7400	5.200	6599.818	7179.754	61864.964	0.0013	<b>OK</b>
1	4000	2.400	6628.651	8240.722	70105.686	0.0013	<b>OK</b>
Dasar	0	0.000	6628.651	3026.840	73132.526	-	-

Tabel 4.10 Kontrol Pengaruh P- $\Delta$  Arah Y

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift y (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Atap	34600	34.900	1294.196	4426.932	4426.932	0.0006	<b>OK</b>
9	31200	31.600	3000.922	7179.754	11606.686	0.0007	<b>OK</b>
8	26800	28.000	4355.938	7179.754	18786.440	0.0008	<b>OK</b>
7	24400	24.200	5399.779	7179.754	25966.194	0.0009	<b>OK</b>



6	21000	20.300	6172.981	7179.754	33145.948	0.0009	<b>OK</b>
5	17600	16.200	6716.081	7179.754	40325.702	0.0010	<b>OK</b>
4	14200	12.300	7069.615	7179.754	47505.456	0.0011	<b>OK</b>
3	10800	8.600	7274.120	7179.754	54685.210	0.0011	<b>OK</b>
2	7400	5.200	7370.130	7179.754	61864.964	0.0011	<b>OK</b>
1	4000	2.200	7402.328	8240.722	70105.686	0.0009	<b>OK</b>
Dasar	0	0.000	7402.328	3026.840	73132.526	-	-

Contoh perhitungan pengaruh P- $\Delta$  pada lantai 9 arah y:

- Digunakan nilai simpangan antarlantai (*story drift*) yang telah didapat pada lantai Atap untuk arah y berdasarkan SNI 1726-2012 pada Tabel 6.8. Nilai *story drift* untuk lantai Atap arah y adalah  $\Delta_9 = 31,6$  mm.
- Beban desain vertikal yang bekerja pada lantai 9 ( $P_9$ ) adalah penjumlahan antara beban mati da kombinasi 1D + 1L yang bekerja pada lantai 9 dan lantai atap, yaitu:  
 $P_9 = P_9 + P_{\text{Atap}} = 11606,686$  kN
- Dihitung nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ), yaitu:  

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h s_x C d} = \frac{11606,686 (31,6)}{3000,922 (31200)(5,5)} = 0,0007$$
- Cek nilai koefisien stabilitas pada lantai 9, yaitu  $0,0007 < 0,1$  (OK).

#### 8. Pengaruh Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 03-1726-2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui ETABS. Berikut ini merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui ETABS untuk arah x dan y.

Tabel 4.11 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS	
					(e)	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	X (m)	Y (m)
Lantai 10	18.457	7.411	17.738	18.908	0.719	-11.497
Lantai 9	18.427	7.307	17.747	18.623	0.680	-11.316
Lantai 8	18.427	7.307	17.779	18.269	0.648	-10.962
Lantai 7	18.427	7.307	17.815	17.843	0.612	-10.537
Lantai 6	18.427	7.307	17.859	17.330	0.568	-10.023
Lantai 5	18.427	7.307	17.908	16.715	0.520	-9.408
Lantai 4	18.427	7.307	17.960	15.994	0.467	-8.688
Lantai 3	18.442	7.321	18.015	15.177	0.427	-7.856
Lantai 2	18.427	7.307	18.076	14.288	0.351	-6.981
Lantai 1	18.510	7.328	18.177	13.145	0.333	-5.817

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan di mana gaya gempa bekerja. Berikut ini merupakan data eksentrisitas tak terduga.

Tabel 4.12 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga

Lantai	Panjang bentang total sumbu-y (Ly)-(mm)	Panjang bentang total sumbu-x (Lx)-(mm)	0.05 Ly (mm)	0.05 Lx (mm)
Lantai 10	13750	36000	687.5	1800
Lantai 9	13750	36000	687.5	1800
Lantai 8	13750	36000	687.5	1800
Lantai 7	13750	36000	687.5	1800

Lantai 6	13750	36000	687.5	1800
Lantai 5	13750	36000	687.5	1800
Lantai 4	13750	36000	687.5	1800
Lantai 3	13750	36000	687.5	1800
Lantai 2	13750	36000	687.5	1800
Lantai 1	18450	36000	922.5	1800

Berdasarkan SNI 03-1726-2013 pasal 7.8.4.2, jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, n beban hidup dengan tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A). Faktor pembesaran torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$Ax = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Penjelasan rumus ini mengacu pada BAB III mengenai eksentrisitas dan torsi.

Nilai-nilai dari  $\delta_{max}$  dan  $\delta_{avg}$  diambil dari kombinasi terbesar. Nilai tersebut dapat dikeluarkan langsung dari output ETABS. Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ax untuk pembebanan gempa arah x.

Tabel 4.13 Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_x$  untuk gempa arah x

Lantai	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1,2 \delta_{\text{avg}}$ (mm)	$A_x =$ $(\delta_{\max}/1,2 \delta_{\text{avg}})^2$	Kontrol Torsi
Lantai 10	43.1	36	43.20	0.995	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	38.4	32.1	38.52	0.994	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	33.5	28	33.60	0.994	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	28.4	23.7	28.44	0.997	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	23.3	19.5	23.40	0.991	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	18.2	15.2	18.24	0.996	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	13.4	11.2	13.44	0.994	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	9	7.6	9.12	0.974	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	5.2	4.4	5.28	0.970	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 1	2.1	1.8	2.16	0.945	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 4.13 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu y ( $e_{dy}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dy} = e_{0y} + (0,05 L_y) A_x = e_{0y} + (0,05 L_y)$$

$$e_{dy} = e_{0y} - (0,05 L_y) A_x = e_{0y} - (0,05 L_y)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk pembebanan gempa arah y.

Tabel 4.14 Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk gempa arah y

Lantai	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1,2 \delta_{\text{avg}}$ (mm)	$A_y =$ $(\delta_{\max}/1,2 \delta_{\text{avg}})^2$	Kontrol Torsi
Lantai 10	34.9	30.8	36.96	0.892	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	31.6	27.9	33.48	0.891	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	28	24.8	29.76	0.885	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	24.2	21.4	25.68	0.888	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	20.2	18	21.60	0.875	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	16.2	14.4	17.28	0.879	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	12.3	10.9	13.08	0.884	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	8.6	7.6	9.12	0.889	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	5.2	4.6	5.52	0.887	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 1	2.2	2	2.40	0.840	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 4.14 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_y$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu x ( $e_{dx}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dx} = e_{0x} + (0,05 Lx) \quad A_x = e_{0x} + (0,05 Lx)$$

$$e_{dx} = e_{0x} - (0,05 Lx) \quad A_x = e_{0x} - (0,05 Lx)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

## 4.4. PERHITUNGAN STRUKTUR PRIMER

### 4.4.1. Umum

Pada bab sebelumnya struktur telah dimodelkan dan dianalisa dengan analisa dinamis dengan bantuan program ETABS sesuai dengan kombinasi beban rencan. Untuk bab ini akan lebih membahas tentang perancangan tulangan untuk tiap-tiap elemen struktur primer. Elemen-elemen yang termasuk struktur primer antara lain adalah, pelat, kolom, dan *shear wall*. Perancangan elemen-elemen tersebut mengacu pada SNI 03-2847-2013 dengan data perancangan sebagai berikut :

Mutu Beton ( $f'c$ )	: 30 MPa
Mutu Baja ( $f_y$ )	: 400 MPa (ulir)
	: 240 MPa (polos)
Jumlah lantai	: 10 lantai
Tinggi tiap lantai	: 4 m – 3,4 m
Tinggi bangunan	: 34.6 mm
Dimensi kolom	: $700 \times 700 \text{ mm}^2$
Dimensi balok tepi	: $600 \times 400 \text{ mm}^2$
Tebal pelat lantai	: 200 mm
Tebal drop panel	: 150 mm
Luas drop panel	: $3000 \times 3000 \text{ mm}^2$
Kategori resiko gempa	: D
Fungsi bangunan	: Hotel

### 4.4.2. Perencanaan Pelat

Dari analisa struktur dengan bantuan program ETABS diperoleh gaya-gaya yang terjadi pada pelat akibat beban rencana. Gaya-gaya dalam yang terjadi yang digunakan sebagai dasar perancangan tulangan pelat adalah momen dan geser. Untuk momen diperhitungkan terhadap sumbu gedung baik searah sumbu  $x$  maupun sumbu  $y$  sesuai dengan momen yang terjadi sesuai arah sumbu. Untuk perancangan tulangan arah  $x$  momen yang

digunakan adalah  $M_{1-1}$  sedangkan untuk arah  $y$  momen yang digunakan adalah  $M_{2-2}$ . Berikut adalah data-data perancangan pelat:

Tebal pelat	=	200 mm
Tebal drop panel	=	150 mm
Mutu beton ( $f'_c$ )	=	30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	=	400 MPa
Tulangan tarik	=	D16 mm

#### 4.4.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat

Pada perancangan tulangan lentur pelat diambil nilai terbesar. Untuk perancangan tulangan lentur lantai 1 s/d 9 terwakili oleh pelat lantai F30 di lantai 9 untuk momen arah  $x$ , dan untuk momen arah  $y$ . Nilai momen rencana untuk lantai 1 sampai 9 dan lantai atap dapat dilihat pada Tabel 4.15

Tabel 4.15 Momen rencana untuk lantai 1 s/9

	Momen 1-1 KNm		Momen 2-2 KNm	
	kolom	tengah	kolom	tengah
Tumpuan	107.856	32.815	161.21	35.764
Lapangan	32.815	29.105	79.637	41.346

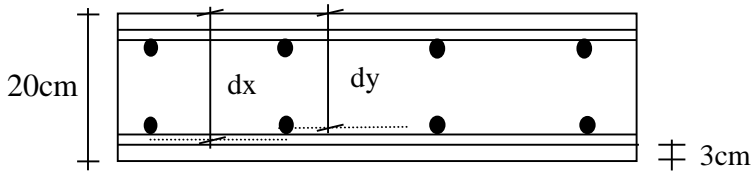
#### 4.4.3. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

##### 4.4.3.1. Perencanaan Pelat Arah $x$

###### a. Daerah Tumpuan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

Mu Tumpuan	=	107,856 KNm
	=	107856000 Nmm
Tebal pelat	=	200 mm
Tebal selimut beton	=	30 mm
Diameter tulangan	=	16 mm
Mutu baja ( $f_y$ )	=	400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	=	30 MPa



Gambar 4.13 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Kolom

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 16,2\text{ cm} = 162\text{ mm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1.6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 14,6\text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times dx^2} = \frac{107856000}{0,9 \times 1000 \times 162^2} \\
 &= 4,566\text{N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 4,566}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0126
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ $0,002 < 0,0126$	
--------	---	---	--

Maka, dipakai  $\rho = 0,0126$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times 1000 \times dx \\
 &= 0,0126 \times 1000 \times 162\text{mm}
 \end{aligned}$$



$$= 2053,5493\text{mm}^2$$

Cek nilai  $\emptyset$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{2053,5493 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 4,667$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83\end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,667}{0,83} = 5,584$$

$$\begin{aligned}Et &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{162 - 5,584}{5,584} \cdot 0,003 \\ &= 2,62 > 0,005\end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned}2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\emptyset 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{As_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{2053,549 \text{ mm}^2} \\ &= 97,859 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= 97,859 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} \\ &= 75 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 16 - 75 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}As_{\text{pakai}} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{75 \text{ mm}^2}\end{aligned}$$

$$= 2680,825 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{perlu}}} = 2053,549 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

Jadi, dipasang tulangan= **Ø16 - 75mm**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2053,549 = 1026,7745 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan = **Ø16 - 150mm**

$$(A_s' = 1339,733 \text{ mm}^2)$$

#### b. Daerah Lapangan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 32,815 \text{ KNm} \\ &= 32815000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

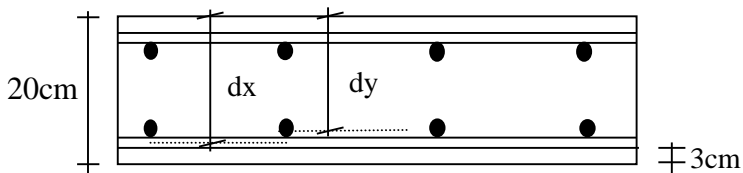
$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ MPa}$$



Gambar 4.14 Penulangan Pelat Lapangan Arah lajur kolom

$$\begin{aligned} dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1.6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 14,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ diasumsikan dahulu}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times dx^2} = \frac{32815000}{0,9 \times 1000 \times 162^2}$$

$$= 1,389 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 1,389}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,003$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	<	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	<	0,003

Maka, dipakai  $\rho = 0,003$

- Luas Tulangan

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times 1000 \times dx$$

$$= 0,003 \times 1000 \times 162 \text{ mm}$$

$$= 578,896 \text{ mm}^2$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'c \times b} = \frac{578,896 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 9,080$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,080}{0,83} = 10,865$$

$$E_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{162 - 10,865}{10,865} \cdot 0,003$$

$$= 4,92 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan

syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned} 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\varnothing 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{578,896 \text{ mm}^2} \\ &= 347,143 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 347,143 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai  $\varnothing 16 - 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}^2} \\ &= 1340,412 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 578,896 \text{ mm}^2 \\ &\quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan =  **$\varnothing 16 - 150 \text{ mm}$**

$$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 578,896 = 289,448 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan =  **$\varnothing 16 - 300 \text{ mm}$**

$$(A_{s'} = 669,866 \text{ mm}^2)$$

### c. Daerah Tumpuan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 32,815 \text{ KNm} \\ &= 32815000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

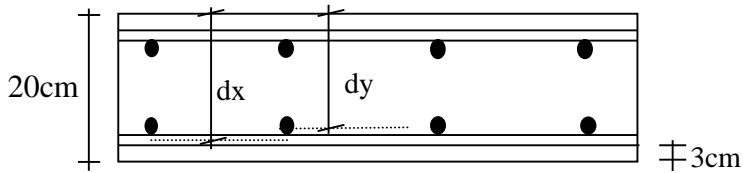
$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa



Gambar 4.15 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajut Tengah

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1,6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 14,6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times dx^2} = \frac{32815000}{0,9 \times 1000 \times 162^2} \\
 &= 1,389 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 1,389}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,003
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Syarat} & : & \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} \\
 & & 0,002 < 0,003
 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho = 0,003$

- Luas Tulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times 1000 \times dx$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,003 \times 1000 \times 162\text{mm} \\
 &= 578,896 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\emptyset$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{578,896 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 9,080$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83
 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,080}{0,83} = 10,865$$

$$\begin{aligned}
 E_t &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{162 - 10,865}{10,865} \cdot 0,003 \\
 &= 4,92 > 0,005
 \end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned}
 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\emptyset 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{spertu}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}{578,896 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$= 347,143\text{mm}$$

$$S = 347,143 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{\text{pakai}}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}{150 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$= 1340,412 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 578,896 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

Jadi, dipasang tulangan= **Ø16 – 150 mm**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 578,896 = 289,448 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan = **Ø16 - 300mm**

$$(A_s' = 669,866 \text{ mm}^2)$$

#### d. Daerah Lapangan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 29,105 \text{ KNm} \\ &= 29105000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

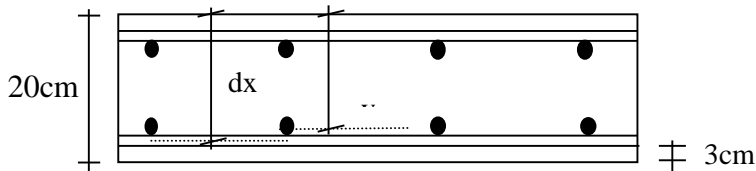
$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ MPa}$$



Gambar 4.16 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Tengah

$$\begin{aligned} dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1.6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 14,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ diasumsikan dahulu}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times dx^2} = \frac{29105000}{0,9 \times 1000 \times 162^2}$$

$$= 1,232 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 1,389}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,003$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	<	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	<	0,003

Maka, dipakai  $\rho = 0,003$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,003 \times 1000 \times 162 \text{ mm} \\ &= 578,896 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{578,896 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 9,080$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,080}{0,83} = 10,865$$

$$\begin{aligned} E_t &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{162 - 10,865}{10,865} \cdot 0,003 \\ &= 4,92 > 0,005 \end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan



syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan  $\emptyset 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{578,896 \text{ mm}^2}$$

$$= 347,143 \text{ mm}$$

$$S = 347,143 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}^2}$$

$$= 1340,412 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 578,896 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

Jadi, dipasang tulangan =  **$\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 578,896 = 289,448 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan =  **$\emptyset 16 - 300 \text{ mm}$**

$$(A_s' = 669,866 \text{ mm}^2)$$

#### 4.4.3.2. Perencanaan Pelat Arah Y

##### a. Daerah Tumpuan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\text{Mu Tumpuan} = 161,21 \text{ KNm}$$

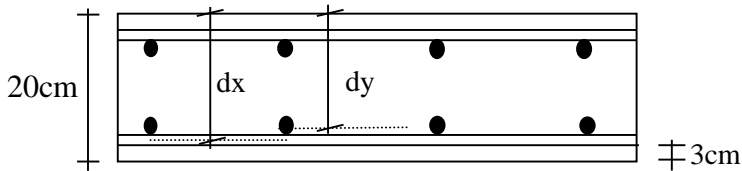
$$= 161210000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa  
 Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa



Gambar 4.17 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Kolom

$$\begin{aligned} dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 16,2\text{ cm} = 162\text{ mm} \\ dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1,6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\ &= 14,6\text{ cm} \end{aligned}$$

#### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times dx^2} = \frac{161210000}{0,9 \times 1000 \times 162^2} = 6,825\text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 6,825}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,02 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	<	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	<	0,02

Maka, dipakai  $\rho = 0,02$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,02 \times 1000 \times 162 \text{ mm} \\ &= 3287,468 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{3287,468 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 51,568$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,568}{0,83} = 61,705$$

$$\begin{aligned} E_t &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{162 - 61,705}{61,705} \cdot 0,003 \\ &= 0,0051 > 0,005 \end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned} 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\phi 16 \text{ mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{3287,468 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$= 61,129 \text{ mm}$$

$$S = 61,129 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 50 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\phi 16 - 50 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_{Spakai} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{50 \text{ mm}^2} \\
 &= 4021,239 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 3287,468 \text{ mm}^2 \\
 &\quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan= **Ø16 - 50mm**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 3286,468 = 1643,734 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan = **Ø16 - 100mm**

$$(A_s' = 2009,6 \text{ mm}^2)$$

#### b. Daerah Lapangan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned}
 \text{Mu Lapangan} &= 35,764 \text{ KNm} \\
 &= 35764000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

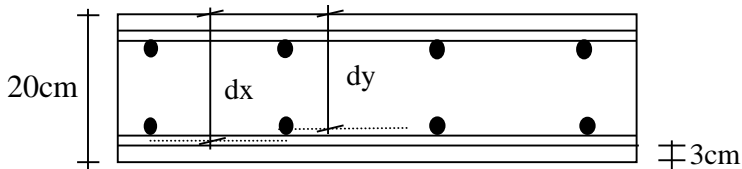
$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ MPa}$$



Gambar 4.18 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Kolom

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1.6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm})
 \end{aligned}$$

$$= 14,6 \text{ cm}$$

### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d y^2} = \frac{35764000}{0,9 \times 1000 \times 146^2} = 1,864 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 1,864}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho \text{ min}$ 0,002	<	$\rho \text{ perlu}$ 0,004
--------	---	-----------------------------	---	-------------------------------

Maka, dipakai  $\rho = 0,004$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,004 \times 1000 \times 146 \text{ mm} \\ &= 707,317 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'c \times b} = \frac{707,317 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 11,095$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,095}{0,83} = 13,276$$

$$Et = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{146 - 13,276}{13,276} \cdot 0,003$$

$$= 0.029 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi=0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan  $\emptyset 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}{707,317\text{mm}^2}$$

$$= 284,115\text{mm}$$

$$S = 284,115 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 150\text{mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}{150 \text{ mm}^2}$$

$$= 1340,413 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 707.317 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

Jadi, dipasang tulangan=  **$\emptyset 16 - 150\text{mm}$**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 707,317 = 353,658 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan =  **$\emptyset 16 - 300\text{mm}$**

$$(A_s' = 669,866 \text{ mm}^2)$$

### c. Daerah Tumpuan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

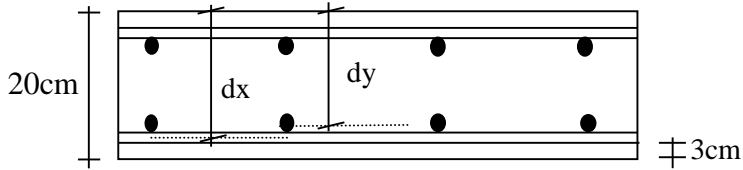
$$\text{Mu Lapangan} = 79,637 \text{ KNm}$$

$$= 79637000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

Diameter tulangan = 16 mm  
 Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa  
 Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa



Gambar 4.19 Penulangan Pelat Tumpuan Arah Lajur Tengah

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 16,2\text{ cm} = 162\text{ mm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1,6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 14,6\text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times dy^2} = \frac{79637000}{0,9 \times 1000 \times 146^2} = 4,151\text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 4,151}{0,85 \times 30}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,011$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	<	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	<	0,011

Maka, dipakai  $\rho = 0,011$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,011 \times 1000 \times 146\text{mm} \\ &= 1846,233 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \times b} = \frac{1846,233 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 28,96$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (fc' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28,96}{0,83} = 34,653$$

$$\begin{aligned} Et &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{146 - 34,653}{34,653} \cdot 0,003 \\ &= 0,01 > 0,005 \end{aligned}$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi = 0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned} 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\phi 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{\frac{As_{perlu}}{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000\text{mm}}{1846,233\text{mm}^2} \\ &= 284,115\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 108,848 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}} \\ &= 100\text{mm} \end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai  $\phi 16 - 150 \text{ mm}$



$$\begin{aligned}
 A_{s_{pakai}} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}^2} \\
 &= 1340,413 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 707,317 \text{ mm}^2 \\
 &\quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan= **Ø16 - 150mm**

$$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 707,317 = 353,658 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan = **Ø16 - 300mm**

$$(A_{s'} = 669,866 \text{ mm}^2)$$

#### d. Daerah Lapangan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned}
 \text{Mu Lapangan} &= 41,346 \text{ KNm} \\
 &= 41346000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

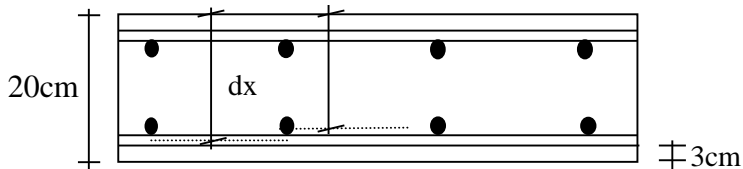
$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 30 \text{ MPa}$$



Gambar 4.20 Penulangan Pelat Lapangan Arah Lajur Tengah

$$\begin{aligned}
 dx &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) \\
 &= 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm} \\
 dy &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 20\text{cm} - 3\text{cm} - 1,6\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm})
 \end{aligned}$$

$$= 14,6 \text{ cm}$$

### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d y^2} = \frac{41346000}{0,9 \times 1000 \times 146^2} = 2,155 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times f_y \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 400 \times 2,155}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho \text{ min}$ 0,002	<	$\rho \text{ perlu}$ 0,005
--------	---	-----------------------------	---	-------------------------------

Maka, dipakai  $\rho = 0,011$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,005 \times 1000 \times 146 \text{ mm} \\ &= 823,032 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\phi$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} = \frac{823,032 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 12,910$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,83 \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,91}{0,83} = 15,448$$

$$E_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{146 - 15,448}{15,448} \cdot 0,003$$

$$= 0.02. > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi  $\phi=0,90$  dapat digunakan  
syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan  $\phi 16\text{mm}$ , sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{823,032 \text{ mm}^2}$$

$$= 244,170 \text{ mm}$$

$$S = 244,170 \text{ mm} < S_{\max} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{\text{pakai}}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai  $\phi 16 - 150 \text{ mm}$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{S_{\text{pakai}}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}^2}$$

$$= 1340,413 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 707.317 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

Jadi, dipasang tulangan=  **$\phi 16 - 150\text{mm}$**

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 707,317 = 353,658 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan =  **$\phi 16 - 300\text{mm}$**

$$(A_s' = 669,866 \text{ mm}^2)$$

#### 4.4.3.3. Perancangan Tulangan Geser Pelat

Dalam SNI 03-2847-2013 pasal 13.12.1 menentukan kebutuhan akan tulangan geser harus ditinjau dengan kontrol geser satu arah (aksi balok lebar) maupun dua arah ( geser punching ). Akan tetapi aksi balok lebar pada umumnya jarang menentukan sebab resiko dari aksi balok lebar yaitu pelat sebagai balok lebar

pemikul beban tidak seburuk resiko kegagalan geser punching. Oleh sebab itu biasanya kontrol terhadap geser dua arah lebih menentukan.

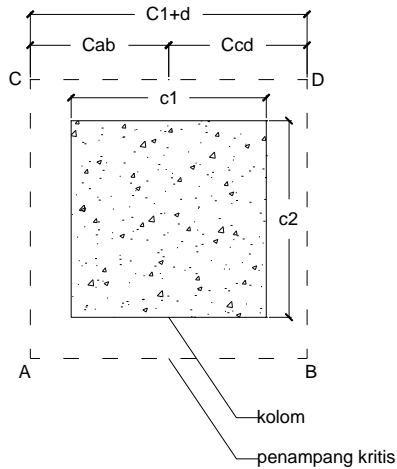
Dari perhitungan program bantu ETABS di dapat nilai  $V_u$  dan  $M_u$  yang bekerja pada pelat sebagai berikut :

$$V_u = 76955,8 \text{ N}$$

$$M_u = 182710 \text{ Nm}$$

$$d = 350 - 30 - 16 - (\frac{1}{2} \times 16) = 296 \text{ mm}$$

$$d = 0.296 \text{ m}$$



*Gambar 4.21 Area Penampang Kolom Kritis*

$$c_1 = c_2 = 0.7 \text{ m}$$

$$c_{AB} + c_{CD} = c_1 + d$$

$$c_{AB} + c_{CD} = 0.7 \text{ m} + 0.296 \text{ m} = 0.996 \text{ m}$$

$$c_{AB} + c_{CD} = 0,498m$$

$$A_G = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$A_G = 2 \cdot 0,296(0,7 + 0,7 + 2 \cdot 0,296) = 1,179m^2$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_1 + d)(c_2 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{0,296(0,996)^3}{6} + \frac{(0,996)0,296^3}{6} + \frac{0,296(0,996)(0,996)^2}{2}$$

$$J_c = 0,199m^4$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{0,996}{0,996}}} = 0.4$$

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{Ag} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uAB} = \frac{76955,8}{1,179} + \frac{0.4 \cdot 182710 \cdot 0,498}{0,199}$$

$$V_{uAB} = 248165,7N$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 296$$

$$\phi V_c = 202657,3N$$

Karena  $V_u > \phi V_c$ , maka perlu tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_s \text{ Perlu} &= V_u - \phi V_c \\ &= 248165,7 - 202657,3 \\ &= 45508,4 N\end{aligned}$$

$$A_v \text{ pakai} = \phi 10-150 = 523,333 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\phi A_v \times f_y \times d}{\phi V_s}$$

$$S = \frac{523,333 \times 400 \times 296}{45508,4} = 1361,565$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= S < d/2 = 296/2 = 148\text{mm} \\ &= S < 600\end{aligned}$$

Maka Dipasang Tulangan Geser  $\phi 10-100$

#### 4.4.4. Desain Balok Primer

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa

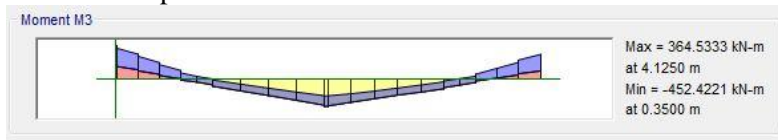
struktur utama dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS. Dalam struktur bangunan ini terdapat 1 macam balok induk, yaitu balok 50/70.

#### 4.4.4.1. Data Perencanaan

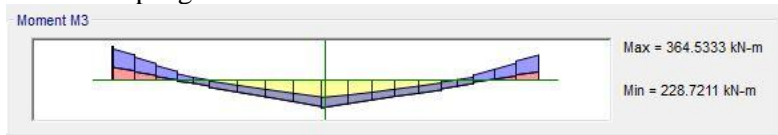
Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan balok primer:

- Dimensi Balok = 500/700 mm
- Bentang Balok = 8250 mm
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

#### Momen Tumpuan Kiri



#### Momen Lapangan



#### Momen Tumpuan Kanan



*Gambar 4.22 Momen Balok BI As E Joint 2-3*

Dari hasil permodelan *Etabs* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada balok frame **B44 Story 10** yang ditinjau seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.16

Tabel 4.16 Momen Envelope BI-1

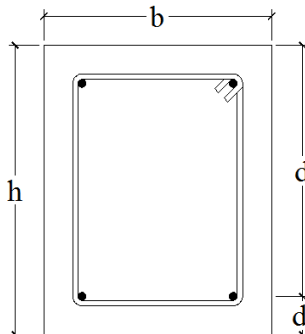
Derah	Mu (kNm)
Tumpuan Kiri	-452,4221
	364,533
Lapangan	364,533
	228,7211
Tumpuan Kanan	-334,189
	-111,0383

Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

a.  $l_n \geq 4d$

$l_n$  = bentang bersih balok dari muka kolom ke muka kolom  
 Ukuran kolom pendukung balok BI-1 adalah 700 x 700 mm<sup>2</sup>.

$$l_n = 8250 - 700 = 7550 \text{ mm}$$



*Gambar 4.23 Penampang Balok*

Diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan simetris



$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 637,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d' = 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 637,5 = 2550 \text{ mm}$$

$$l_n = 7550 \text{ mm} \geq 4d = 2550 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

b.  $b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$

$$b_w = 500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$0,3h = 0,3(700) = 210 \text{ mm} < b_w \text{ (OK)}$$

Lebar penampang  $b_w$  tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali tinggi kolom. Ukuran kolom pendukung balok BI-1 adalah  $700 \times 700 \text{ mm}^2$ , maka:

$$b_w = 500 \text{ mm} < 700 + 2\left(\frac{3}{4} \times 700\right) = 1750 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

#### 4.4.4.2. Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As):

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan (-) digunakan  $M_u$  tumpuan (-) yang terbesar.  $M_u$  tumpuan (-) = - 436,3035 kNm

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{452,4221 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 637,5^2} = 2,473 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,69) \times 2,473}{400}} \right) = 0,0065$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$

$\rho_{perlu} = 0,0065$

#### 4.4.4.3. Tulangan Lentur Tarik

$As = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,0065 \times 500 \times 637,5 = 2071,875 \text{ mm}^2$   
 SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan As tidak boleh kurang dari

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 637,5$$

$$= 1091,508 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 637,5}{400} = 1115,625 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 2071,875 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm (A D19 = 283,39 mm<sup>2</sup>)

$$n_{tulangan} = \frac{As_{pakai}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{2222,9}{283,39} = 7,311 \approx 8 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 8D19 (As = 2267,1 mm<sup>2</sup>)

#### 4.4.4.4. Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2267,1 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 71.124 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,124}{0,835} = 85,178 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{637,5 - 85,178}{85,178} \right) \\ &= 0,019 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \end{aligned}$$

#### 4.4.4.5. Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 2267,1 \times 400 \times \left( 637,5 - \frac{1}{2} \times 71,124 \right) \\ &= 491275022,3 \text{ Nmm} = 4912,7502 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 4912,7502 \text{ kgm} > M_u = 4454,221 \text{ kgm (OK)}$$

#### 4.4.4.6. Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 8 \times 19}{8 - 1} = 34,571 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### 4.4.4.7. Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As'):

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Maka:

$$Mu^+ > \frac{1}{2} Mu^-$$

$$364,533 \text{ kNm} > \frac{1}{2} \times 445,4221 \text{ kNm} = 222,711 \text{ kNm (OK)}$$

Dikarenakan momen  $Mu^+$  kurang dari 50% momen  $Mu^-$

$$\text{Maka, dipakai } \frac{1}{2} Mu^- = 218,151 \text{ kNm}$$

Contoh perhitungan tulangan lentur pada tumpuan ( $As'$ ) sama dengan perhitungan tulangan lentur pada tumpuan ( $As$ ) maka, tulangan lentur tekan dipakai 5D19 ( $As' = 1416,9 \text{ mm}^2$ )

#### 4.4.4.8. Kontrol Spasi Tulangan ( $As'$ ) :

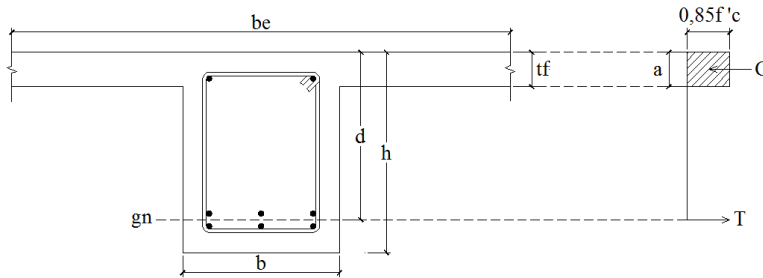
Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 59,8 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

#### 4.4.4.9. Penulangan lentur daerah lapangan

##### Kontrol Pengaruh Balok T



Gambar 4.24 Asumsi Balok T

$l_n = 7550 \text{ mm}$  ( bentang bersih balok)

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (gambar 4.24):

$M_u \text{ lapangan} = 364,533 \text{ kNm}$

Lebar efektif balok T,  $b_e$ , yang diambil dari nilai terkecil antara:

- $b_w + 2(l_n/2) = 500 + 2(7550/2) = 8050 \text{ mm}$
- $b_w + 2(8 \text{ tf}) = 500 + 2 \times (8 \times 200) = 3700 \text{ mm}$
- $l/4 = 8250/4 = 2062,5 \text{ mm}$

Diambil  $b_e = 2062,5 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan  $a = t_f = 200 \text{ mm}$  dan diasumsikan menggunakan 2 lapis tulangan simetris. Diperoleh:

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \phi_{\text{lentur}} - gn$$

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 19 \text{ mm} - 27,1 \text{ mm} = 600,9 \text{ mm}$$

Maka:

$$\phi M_n = \phi 0,85 \times f'c \times b \times t_f \times \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 0,85 \times 30 \times 2062,5 \times 200 \times \left(600,9 - \frac{200}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 4741957688 \text{ Nmm} = 4741,957 \text{ kNm} > M_u$$

Maka, desain dapat dilakukan seperti penampang balok persegi.

Karena perbandingan  $\phi Mn$  dan  $Mu$  yang cukup jauh, dicoba menggunakan 1 lapis tulangan. Maka:

$$d = h - \text{decking} - \text{Senggang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 637,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{364,533 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 637,5^2} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,69) \times 1,99}{400}} \right) = 0,0051 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 0,0051$$

#### 4.4.4.10. Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,005 \times 500 \times 637,5 = 1625,625 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 500 \times 637,5 \\ &= 1091,508 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 637,5}{400} = 1115,625 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 1625,625 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm ( $A_{D19} = 283,39 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}} \\ &= \frac{1625,625}{283,39} = 45,73 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 6D19 ( $A_s = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

#### 4.4.4.11. Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1700,31 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 53,34 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{53,34}{0,835} = 63,883 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{637,5 - 63,883}{63,883} \right) \\ &= 0,02 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \end{aligned}$$

#### 4.4.4.12. Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1700,31 \times 400 \times \left( 637,5 - \frac{1}{2} \times 53,34 \right) \\ &= 373895192,5 \text{ Nmm} = 3738,951 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 3738,951 \text{ kgm} > M_u = 3645,33 \text{ kgm (OK)}$$

#### 4.4.4.13. Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 6 \times 19}{6 - 1} = 56 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Perencanaan tulangan lentur pada Lapangan (As'):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1700,31 = 850,16 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 4D19 (As' = 1133,54 mm²)

#### 4.4.4.14. Kontrol Spasi Tulangan (As') :

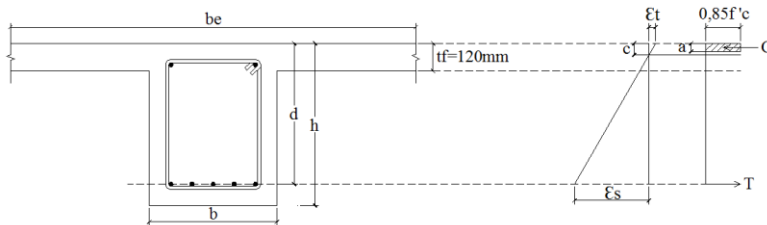
Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19}{4 - 1} = 106 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$



### Kontrol Balok T



Gambar 4.25 Kontrol Balok T

$$A_s = 1700,31 \text{ mm}^2 \text{ (6D19)}$$

$$b_e = 2062,5 \text{ mm}$$

$$d = 637,5 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{1700,31 \times 400}{0,85 \times 30 \times 2062,5} = 12,93 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{12,93}{0,85} = 15,213 \text{ mm}$$

$$c = 15,213 \text{ mm} < t_f = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{tergolong balok T palsu}$$

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Baik kekuatan lentur negatif maupun kekuatan lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^- > \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar di setiap titik})$$

$$\phi M_n^- = 2528,9145 \text{ kgm} > \frac{1}{4} \times 4912,750 = 1228,187 \text{ kgm (OK)}$$

#### 4.4.4.15. Desain Penulangan Geser

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana  $V_u$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian

komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum,  $M_n$  harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2}$$

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 8D19 di sisi atas:

$$a = \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2267,1 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 71,124 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s(1,25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 2267,1 (1,25 \times 400) \left( 637,5 - \frac{71,124}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 682326819,9 \text{ Nmm} = 682,326 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 5D19 di sisi bawah:

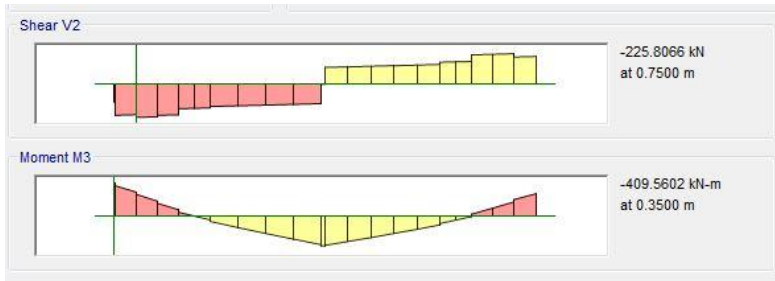
$$a = \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1416,9 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 55,564 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s(1,25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 1416,9(1,25 \times 400) \left( 637,5 - \frac{55,564}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 431954717,1 \text{ Nmm} = 431,954 \text{ kNm}$$

Dengan  $q_u$  merupakan beban akibat kombinasi 1,2D+1L. Sehingga  $q_u \times l_n/2$  dapat dianggap sebagai  $V_u$  akibat kombinasi 1,2D+1L pada ETABS.



Gambar 4.26 Gaya geser tumpuan ultimit

$$V_{ki} = \frac{Mpr^{-} + Mpr^{+}}{ln} + \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^{-} + Mpr^{+}}{ln} + Vu$$

$$V_{ki} = \frac{682,326 + 431,954}{7,55} + 409,5602 = 557,147 \text{ kN}$$

$$V_{ki} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} - \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} - Vu$$

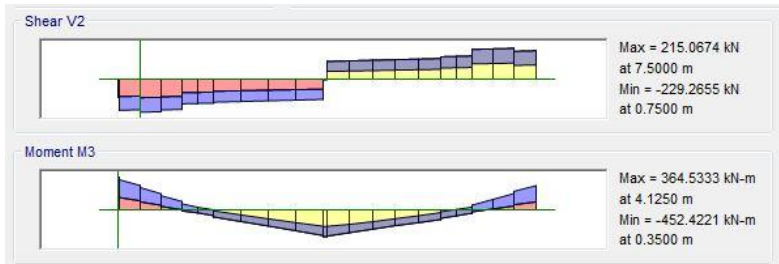
$$V_{ki} = \frac{682,326 + 431,954}{7,55} - 409,5602 = -261,973 \text{ kN}$$

Perencanaan gaya geser pada sendi plastis:

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan oleh beban gempa adalah:

$$\frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} = \frac{676,831 + 433,744}{7,55} = 147,586 \text{ kN}$$

di mana nilai ini lebih besar daripada 50% gaya geser total (mengacu pada gambar 4.27)



Gambar 4.27 Gaya Geser Total

$$\frac{1}{2} \times 229,265 = 114,6325 \text{ kN}$$

Sehingga  $V_c$  dapat diambil sama dengan nol. Maka:

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c$$

$$V_u = \phi V_s + 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{229,265}{0,75} = 305,686 \text{ kN}$$

$$V_s < 0,66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$305,686 \text{ kN} < 0,66 \sqrt{30} \times 500 \times 637,5 \times 10^{-3}$$

$$305,686 < 1152,271 \text{ kN} \text{ (penampang mencukupi)}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(132,73) \times 400 \times 637,5}{305,686 \times 10^3} = 221,443 \text{ mm}$$

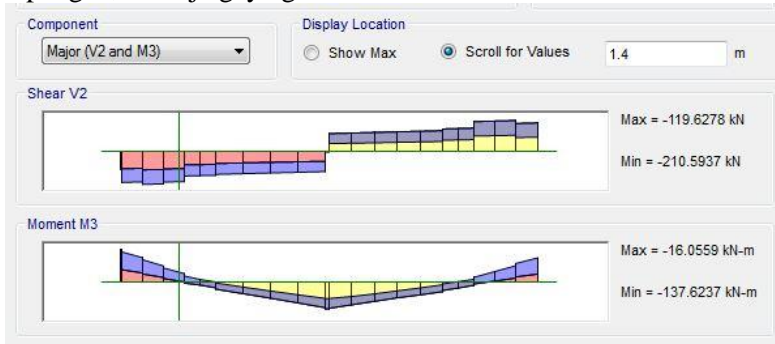
Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang  $2h$  ( $= 2 \times 700 = 1400$  mm) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 637,5/4 = 159,375 \text{ mm}$
- $6db = 6(19) = 114 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 2D13-100 mm hingga sepanjang 1400 mm dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

#### 4.4.4.16. Penulangan Geser Lapangan Balok

Pada jarak 1400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:



Gambar 4.28 Gaya geser lapangan ultimit

Pada jarak 1400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$V_u = 210,5937 \text{ kN}$  (gambar 4.28)

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17(1)(\sqrt{30})(500)(637,5) \times 10^{-3} = 296,797 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{210,5937}{0,75} - 296,797 = -16,0054 \text{ kN}$$

Maka, Cek Nilai  $V_c$  :

a.  $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$

$$210,5937 \text{ kN} < \frac{1}{2} 0,75 \times 296,797 = 111,298 \text{ kN (Not OK)}$$

b.  $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$111,298 \text{ kN} < 210,5937 \text{ kN} < 0,75 \times 296,797 = 222,597 \text{ kN (OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum (SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3):

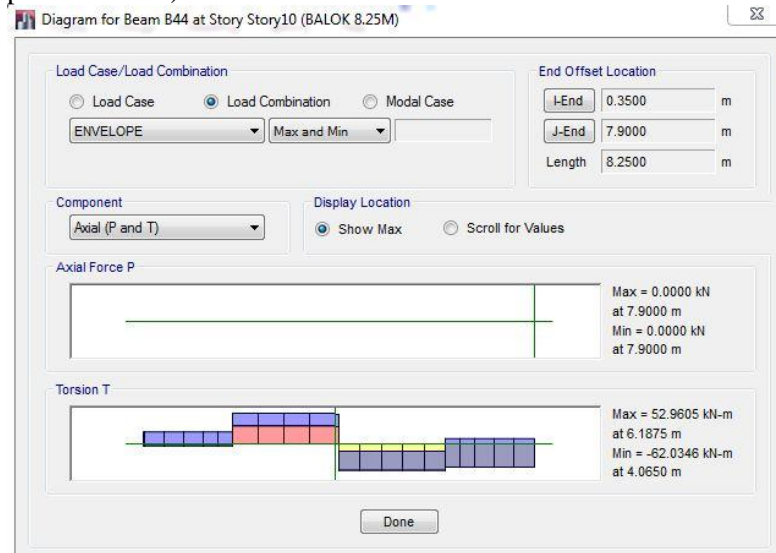
$$\begin{aligned} V_s &= 0,33\sqrt{f'_c} \times bw \times d \\ &= 0,33\sqrt{30} \times 500 \times 637,5 \\ &= 576,135 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(132,73) \times 400 \times 637,5}{576,135 \times 10^3} = 127,493 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup pada daerah lapangan 2D13-125 mm

Pengaruh puntir/torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah ini (SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2):



Gambar 4.29 Torsi yang terjadi pada BI-1

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{3} \times \left( \frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \\
 &= \frac{0,75 \times \sqrt{30 \text{ Mpa}}}{3} \times \left( \frac{(700 \times 700 \text{ mm}^2)^2}{2(700 + 700) \text{ mm}} \right) \\
 &= 117418023.3 \text{ Nmm} = 117,418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Torsi yang terjadi pada BI-1 sebesar 7,943 kNm.

Kontrol:  $62,0346 \text{ kNm} < 117,418 \text{ kNm}$  (Torsi diabaikan)

Jadi, berdasarkan perencanaan penulangan digunakan penulangan akibat kondisi setelah komposit, yaitu:

Tulangan lentur tumpuan: 8D19(+) dan 5D19(-)

Tulangan lentur lapangan: 4D19(-) dan 6D19(-)

Tulangan geser sendi plastis: 2D13-100

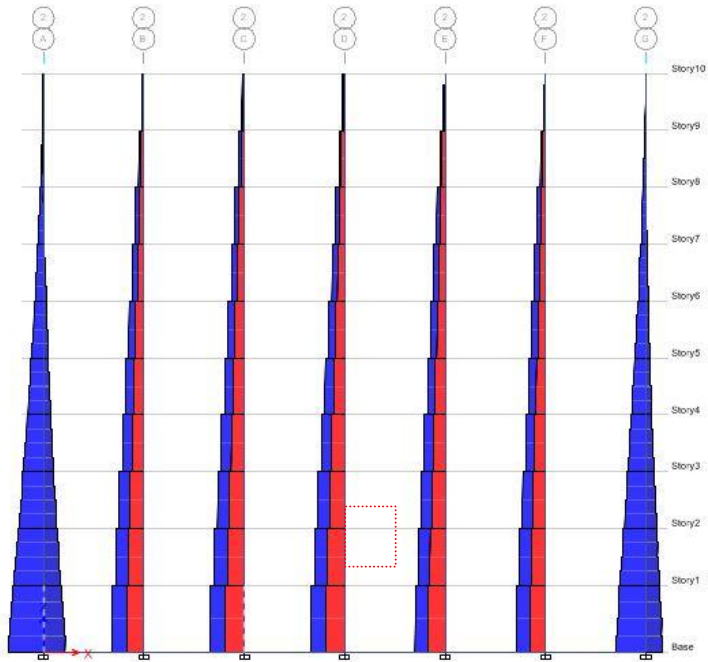
Tulangan geser di luar sendi plastis: 2D13-125

#### 4.4.5. Perencanaan Kolom

Pada desain modifikasi terdapat jenis kolom, yaitu:

K1 =  $700 \times 700 \text{ mm}^2$

Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior K1 yang diperlihatkan pada Gambar 4.30.



*Gambar 4.30 Kolom K1*

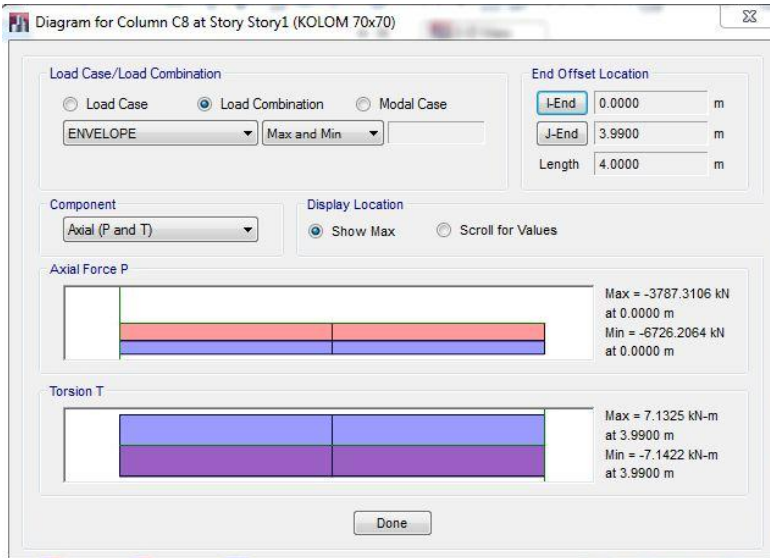
Dari hasil analisis struktur yang telah dilakukan, didapat gaya aksial maksimal yang dipikul kolom akibat kombinasi 1,2D + 1E + 1L, yaitu:

$$P_u = 6726,2064 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 182,701 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 183,000 \text{ kNm}$$





Gambar 4.31 Output Gaya Kolom K1

Dilakukan kontrol persyaratan komponen pemikul lentur dan gaya aksial pada SRPMK berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.1. Cek terhadap syarat  $Ag f'_c/10$ :

$$P_u > \frac{Ag f'_c}{10}$$

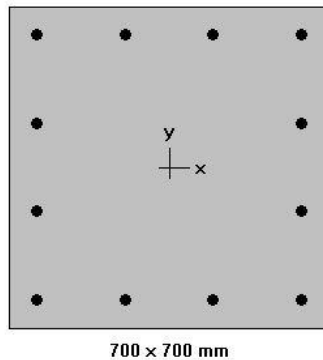
$$6726,2064 \text{ kN} > \frac{700 \times 700 \times 30 \times 10^{-3}}{10} = 1470 \text{ kN (OK)}$$

Karena  $P_u > Ag f'_c/10$ , maka komponen struktur tersebut didesain sebagai komponen struktur yang memikul beban aksial dan lentur,

#### 4.4.5.1. Desain tulangan longitudinal penahan lentur

Desain tulangan longitudinal menggunakan program bantu PCACol v.3.6.4. Dari output program tersebut dapat digunakan tulangan memanjang yang terdiri dari 12D25. Maka:

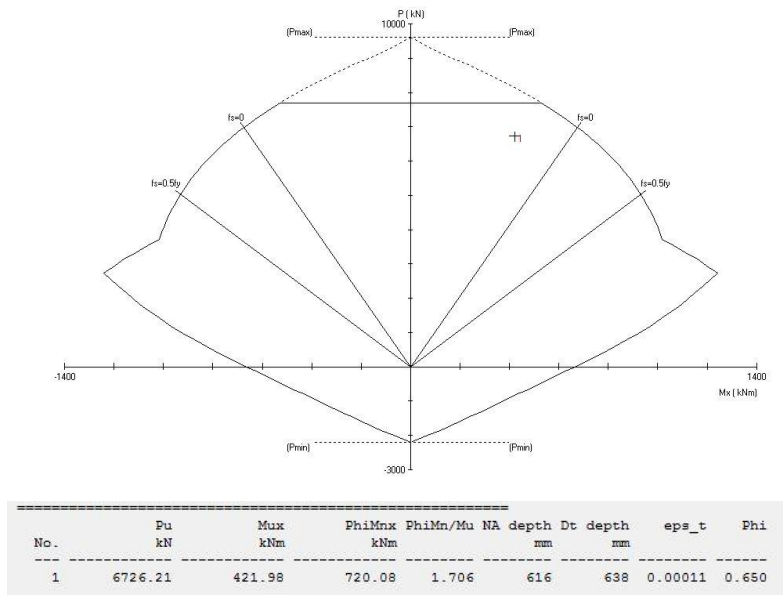
$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{12(0,25 \times \pi \times 25^2)}{700 \times 700} = 0,012 = 1,20\%$$



*Gambar 4.32 Penampang Kolom K1*

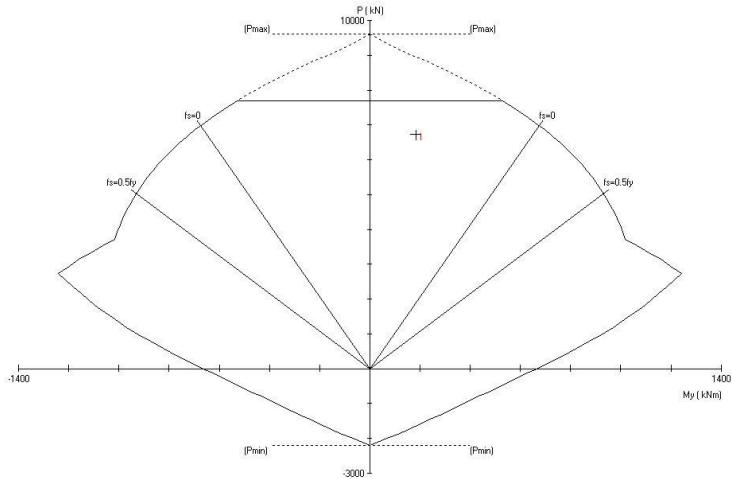
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan diijinkan dari 1% - 6%, sehingga persyaratan ini sudah terpenuhi. Diagram interaksi penampang kolom ini ditunjukkan dalam gambar di bawah.

## Diagram Interaksi K1 Arah X:



Gambar 4.33 Diagram Interaksi K1 Arah X

### Diagram Interaksi K1 Arah Y:



No.	Pu kN	Muy kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	6726.21	183.00	720.08	3.935	616	638	0.00011	0.650

*Gambar 4.34 Diagram Interaksi K1 Arah Y:*

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}
 \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 30 \times (490000 - 5887,5) + 400 \times 5887,5 \right] \\
 &= 7643932 \text{ N} = 7643,932 \text{ kN} > 6726,2064 \text{ kN} \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

#### 4.4.5.2. Perencanaan Geser Kolom

Luas tulangan transversal kolom yang dibutuhkan ditentukan berdasarkan yang terbesar dari persamaan di bawah (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4):

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \frac{b_c f_c'}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

atau

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \frac{b_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B<sub>c</sub> = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A<sub>g</sub> = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

A<sub>ch</sub> = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F<sub>yt</sub> = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

b<sub>c</sub> = 700 – 2(40) = 620 mm

A<sub>ch</sub> = 620 x (700 - 2(40)) = 384400 mm<sup>2</sup>

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \frac{620 \times 30}{400} \left[ \left( \frac{700 \times 700}{384400} \right) - 1 \right] = 3,832 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

atau

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \times \frac{620 \times 30}{400} = 4,185 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal:

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur =  $\frac{1}{4} (700) = 175 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan memanjang =  $6(25) = 150 \text{ mm}$
- $s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$ , nilai  $h_x$  dapat diperkirakan sebesar  $\frac{1}{3} h_c$  ( $= \frac{1}{3} \times 620 = 206,667 \text{ mm}$ ) yang lebih kecil dari syarat yaitu 350 mm. Sehingga besar  $s_o$  adalah:

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - 206,667}{3} \right) = 147,7778 \text{ mm}$$

Sehingga jarak maksimum tulangan transversal yang dapat diambil adalah 100 mm. Luas sengkang tertutup yang dibutuhkan adalah:

$$A_{sh} = 7,25 s = 7,25(100) = 725 \text{ mm}^2.$$

Misal digunakan sengkang tertutup berdiameter 16 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D16 ( $A_{sh} = 804,25 \text{ mm}^2$ ).

Sengkang tertutup ini dipasang hingga sejarak  $l_o$  diukur dari muka hubungan pelat kolom, di mana  $l_o$  diambil dari nilai terbesar antara:

- Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan pelat-kolom = 1000 mm
- $\frac{1}{6}$  dari bentang bersih komponen struktur =  $\frac{1}{6} (4000) = 666,667 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi sepanjang 1000 mm dari muka hubungan pelat kolom harus disediakan sengkang tertutup 4 kaki D16 – 100 mm.

#### 4.4.5.3. Penulangan Geser di Luar *lo*:

pada daerah di luar *lo*, dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak  $d/2$ .

$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{sengkang} - \emptyset \text{tul lentur}$

$$d = 700 - 40 - 16 - (25/2) = 634,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{634,5}{2} = 314,25 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}.$$

Namun persyaratan jarak tulangan transversal di luar daerah *lo* menyatakan bahwa jarak antara tulangan tidak boleh melebihi 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5), sehingga tetap harus dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150 mm. Sehingga dipasang 4D16-150 mm.

Jadi, berdasarkan perencanaan penulangan digunakan penulangan, yaitu:

Tulangan lentur: 12D25

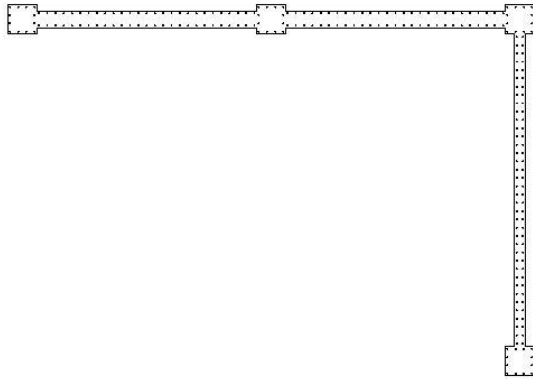
Tulangan geser: 4 kaki D16 – 100 (sepanjang 1 meter dari masing-masing tumpuan) dan 4D16-150 di luar 1 meter tersebut.

#### 4.4.6. Desain Dinding Geser

##### 4.4.6.1. Data – Data Desain :

Tinggi Dinding, ( $h_w$ )	= 4000 mm
Tebal Dinding, ( $h$ )	= 400 & 250 mm
Panjang Dinding arah y, ( $l_{wy}$ )	= 8250 mm
Mutu Beton, ( $f'_c$ )	= 30 MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 400 MPa
$\emptyset$ tulangan longitudinal	= D 19 mm
$\emptyset$ tulangan transversal	= D 13 mm

Penampang dinding geser diperlihatkan pada Gambar 4.35



*Gambar 4.35 Penampang Dinding Geser*

#### **4.4.6.2. Desain Dinding Geser Khusus**

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperlihatkan pada Tabel 4.34. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu analisis struktur akibat kombinasi 1,2D + 1EQx + 1L.

$$P_u = 13351,6791 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 3827.5099 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 25848.2701 \text{ kNm}$$

Desain dinding geser mengacu pada SNI 1726-2012 Pasal 21.9, yang memiliki persyaratan sebagai berikut:

$$\text{Persyaratan tulangan minimum } V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = 400 \times 8250 = 3.300.000 \text{ mm}^2$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 0,083(3.300.000)(1)(\sqrt{30})$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 1.500.212,085 \text{ N} = 1.500,212 \text{ kN}$$



$$Vu = 3827,5099 \text{ kN} > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} = 1500,212 \text{ kN}$$

Maka, rasio tulangan vertikal dan horizontal,  $\rho_l$  dan  $\rho_t > 0,0025$ .

Periksa apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis. Sehingga:

$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} = 0,17(3.300.000)(1)(\sqrt{30}) = 3072723,548 \text{ N}$$

$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} = 3072,724 \text{ kN} < Vu (= 3.436,64 \text{ kN})$$

Maka tulangan dipasang dalam dua lapis.

#### 4.4.6.3. Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser

Rasio tulangan minimum adalah 0,0025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per m' dinding sebesar:

$$0,0025 A_{cv} = 0,0025(400 \times 1000) = 1000 \text{ mm}^2 / \text{m}'$$

Jika dipasang tulangan D19 dalam dua lapis:

$A_s = 2(283) = 566 \text{ mm}^2$ , maka jarak antar tulangan menjadi:

$$s = \frac{566 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm}^2 / \text{m}'} = 0,566 \text{ m} = 566 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

Dicoba menggunakan D19-300 dalam dua lapis untuk arah horizontal dan vertikal.

Periksa kuat geser dari dinding berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.1. Maka:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding}}{\text{panjang dinding}} = \frac{34,6 \text{ m}}{8,25 \text{ m}} = 4,193 > 2$$

Karena  $h_w/l_w > 2$ , sehingga  $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan horizontal dengan konfigurasi 2D19-300. Rasio tulangan terpasang adalah:

$$\rho_t = \frac{2 \times 283}{s \times h} = \frac{566}{300 \times 400} = 0,004$$

Kuat geser nominal:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 3.300.000(0,17 \times 1 \times \sqrt{30} + (0,004 \times 400)) \times 10^{-3}$$

$$V_n = 8532,723 \text{ kN}$$

Kuat geser perlu

$$\phi V_n = 0,75(8532,723 \text{ kN}) = 6264,543 \text{ kN} > 3827.5099 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal maksimum:

$$A_{cw} = 8,25 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} = 3,3 \text{ m}$$

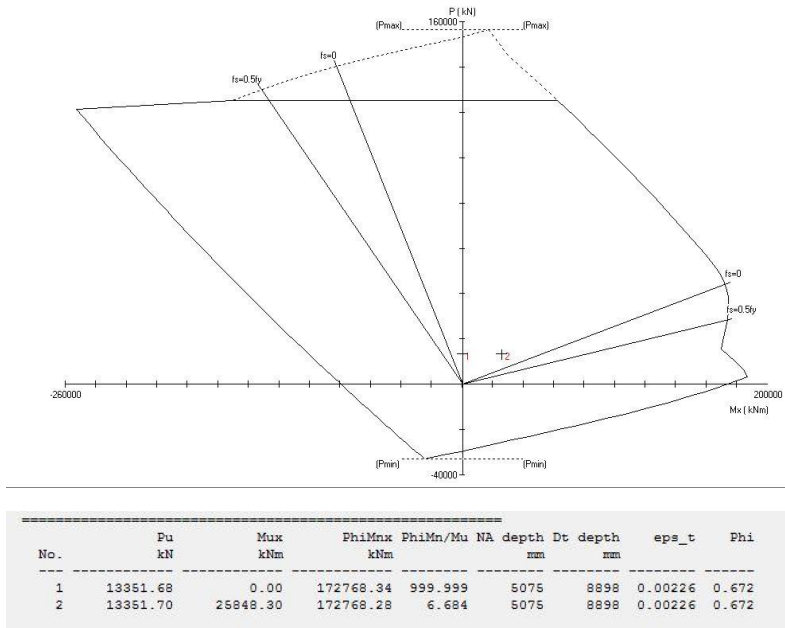
$$0,83A_{cw}\sqrt{f'_c} = 0,83 \times 3,3\sqrt{30} \times 10^3 = 15002,212 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal masih di bawah batas atas kuat geser nominal maksimum. Oleh karena itu, konfigurasi tulangan 2D19-300mm dapat digunakan sebagai tulangan vertikal.

#### **4.4.6.4. Perencanaan Dinding terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur**

Kuat tekan dan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Dari proses *trial* dan *error*, diperoleh jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang pada masing-masing ujung penampang dinding

(komponen batas), yaitu 12D25 dengan  $\rho = 1,13\%$  Diagram interaksi aksial tekan vs lentur yang dihasilkan dapat dilihat pada Gambar 4.36.



Gambar 4.36 Diagram interaksi dinding geser

#### 4.4.6.5. Penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus (*special boundary element*)

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'_c$  (Pasal 21.9.6.3). Jadi, komponen batas khusus diperlukan jika:

$$\frac{Pu}{Ag} + \left( \frac{Mu}{I} \times \frac{l_w}{2} \right) > 0,2 f'_c$$

$$A_g = 400 \times 8250 = 3.300.000 \text{ mm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 400 \times 8250^3 = 18,717 \times 10^{12}$$

$$l_{w'} = 8.250 - 700 = 7550 \text{ mm}$$

$$\frac{13351,6791}{3.300.000} + \left( \frac{25848,2701 \times 10^6}{18,717 \times 10^{12}} \times \frac{7550}{2} \right) > 0,2 f'_c$$

$$5,217 \text{ MPa} > 0,2 f'_c (= 6 \text{ MPa})$$

Maka tidak dibutuhkan komponen batas. Tapi pada perencanaan ini akan tetap di perhitungkan tulangan untuk komponen batas.

- Menentukan tulangan longitudinal dan transversal di daerah komponen batas khusus:

Sesuai hitungan sebelumnya, dipasang 12D25 di daerah komponen batas khusus dengan rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan 0,013. Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Jadi, tulangan longitudinal terpasang sudah memenuhi syarat minimum.

- Tulangan *confinement* pada komponen batas khusus:  
Digunakan sengkang berbentuk persegi dengan diameter tulangan D13. Karakteristik inti penampang:

$b_c$  = dimensi inti, diukur dari sumbu ke sumbu sengkang

$$b_c = 700 \text{ mm} - \left( 2 \times 40 \text{ mm} + \frac{2 \times 13 \text{ mm}}{2} \right) = 607 \text{ mm}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh yang terkecil di antara:

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tul longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 404,6}{3} = 81,8 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Jadi, untuk tulangan sengkang digunakan tulangan diameter D13 dengan spasi 100 mm.

Dengan menggunakan D13 spasi 100 mm, *confinement* yang dibutuhkan:

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 607 \times 30}{400} = 409,725 \text{ mm}^2$$

Untuk menghasilkan luasan  $\geq 409,725 \text{ mm}^2$ , diperlukan sengkang 4 kaki berdiameter D16 ( $A_{sh} = 804 \text{ mm}^2$ ).

- Tulangan *confinement* pada badan penampang dinding geser Sebagai *trial* awal digunakan D13. Spasi maksimum yang diizinkan untuk D13 adalah

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tul longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 404,6}{3} = 81,8 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Diambil spasi 100 mm.

Untuk tulangan *confinement* pada arah sejajar dinding , digunakan D13 dengan spasi 100 mm.

$$b_c = 350 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} = 257 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 607 \times 30}{400} = 409,725 \text{ mm}^2$$

Dapat digunakan sengkang 2 kaki diameter D16 ( $A_{sh} = 804 \text{ mm}^2 > 409,725 \text{ mm}^2$ ). Jadi dipasang 4D16 – 100 mm.

#### 4.4.7. Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

##### Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 6976,7032 kN
- $P_u = 10\% \times 6976,7032 \text{ kN}$   
 $= 697,67032 \text{ kN} = 669770,32 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 500 × 700 mm
- Panjang sloof = 8,25 m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 22 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

o Elastisitas( $E_s$ ) = 200000 MPa

- Selimut beton = 40 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{25} = 3,83 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{6976,7032}{0,8 \times 400 \times 600} = 2,39 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

### Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukan data beban sebagai berikut :

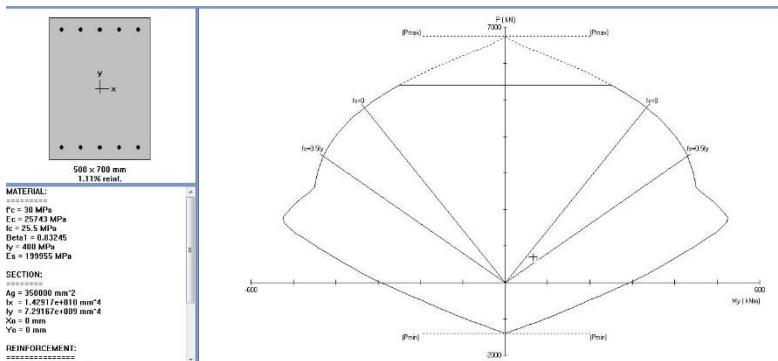
$$M_u = 65,4116 \text{ kNm}$$

$$P_u = 6976,7032 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D22

$$(A_s = 3799,4 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu seperti pada Gambar 7.23.



Gambar 4.37 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 4.37 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,11% (5 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{700 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 22}{5 - 1} = 72,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

#### 4.4.7.1. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 58,487 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :



$$A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 40 - 10 - 22/2 = 639 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{6976,7032}{14 \times 490000} \right) \sqrt{30} \times 700 \times 639 \\ &= 297495,9 \text{ N} = 297,4959 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 297,4959 = 223,1219 \text{ kN} \geq 58,487 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 639/2 = 319,5 \text{ mm}$
- $250 \text{ mm}$

Jadi dipasang sengkang  $\emptyset 10$ –250 mm di sepanjang sloof.

## 4.5. PERHITUNGAN PONDASI

### 4.5.1. Desain Tiang Pancang

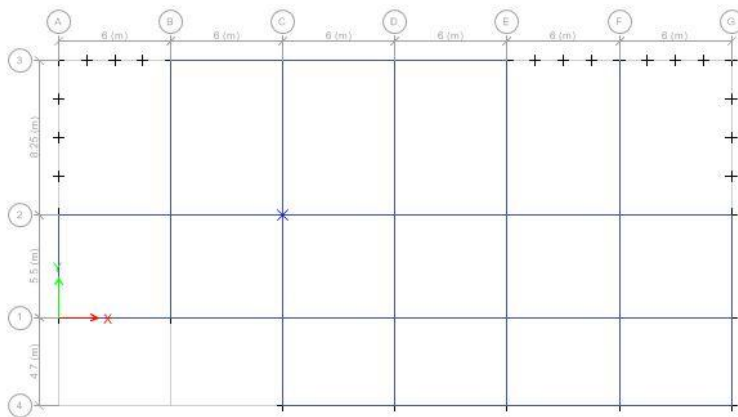
Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya

jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

#### 4.5.2. Perencanaan Pondasi Untuk Kolom Interior

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 2-C sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.38



Gambar 4.38.1 Letak pondasi kolom yang ditinjau

##### 4.5.2.1. Data Perencanaan

Desain tiang pancang yang akan di analisis:

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

- Diameter tiang pancang,  $d$  : 60 mm
- Thickness : 100 mm
- Kelas : C

- *Bending momen crack* : 29 tm
- *Bending momen ultimate* : 58 tm
- *Allowable axial* : 229,50 ton
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 21 = 39,564 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2$   
=  $1/4 \times \pi \times 60^2 = 2826 \text{ cm}^2$

Tabel 4.17 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
700	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	39.00	250.00	129.77	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 5 \text{ m}$$

$$B = 5 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti berikut :

$$F_x = 6839,485 \text{ KN}$$

$$F_y = 28,0146 \text{ KN}$$

$$F_y = 52,7907 \text{ KN}$$

$$M_x = 140,6495 \text{ KN}$$

$$M_y = 112,0434 \text{ KN}$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 140,6495 + ( 52,790 \times 1 ) = 193,4395 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 112,0434 + ( 28,0146 \times 1 ) = 140,058 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer

$$5 \times 5 \times 1 \times 24 = 600 \text{ kN}$$

- Beban aksial kolom

$$\text{Beban tetap, } F_x = \underline{6839,485 \text{ kN}}$$

$$\sum P = 7439,485 \text{ kN}$$

#### 4.5.2.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Data NSPT

Kedalaman (m)	N-SPT
0	
1	0
2	0
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	2
13	4
14	6
15	8
16	12
17	16
18	19
19	21
20	23
21	25

Berdasarkan Tabel 4.18 didapatkan nilai N-SPT dasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 21 m dan nilai rata-rata N sepanjang

tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 25$$

$$N_{av} = \frac{\Sigma spt}{21} = \frac{145}{21} = 6.9$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 25 + \frac{39,564 \times 6,9}{5} = 337,298 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{337,298}{3} = 112,432 \text{ Ton}$$

Qallowable bahan tiang diketahui 229,50 ton, dan nilai  $\frac{1}{2}$  Qallowable bahan adalah 114,75 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 21 meter dengan Qijin tanah sebesar 114,75 ton (SF = 3).

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah maka diambil  $P = 112,432 \text{ Ton}$ .

#### 4.5.2.3. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

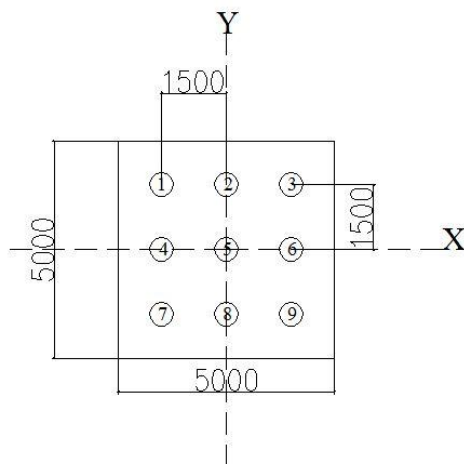
$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{PE}_g}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\ &= 1 - 18,434 \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90.3.3} = 0,726 \approx 0,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{\Sigma P}{\overline{PE}_g} \\ &= \frac{703,724}{112,432 \times 0,8} = 7,82 \approx 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka direncanakan dengan 9 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.39



Gambar 4.39 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

#### 4.5.2.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.1 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.19

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	-1.5	2.25	1.5	2.25
P2	0	0	1.5	2.25
P3	1.5	2.25	1.5	2.25
P4	-1.5	2.25	0	0



P5	0	0	0	0
P6	1.5	2.25	0	0
P7	-1.5	2.25	-1.5	2.25
P8	0	0	-1.5	2.25
P9	1.5	2.25	-1.5	2.25
$\Sigma$		13.5		13.5

Tabel 4.19 Jarak Tiang Pancang Kolom

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo}y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo}x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{7439,485}{9} + \frac{193,439 \times 2,25}{13,5} + \frac{140,058 \times 2,25}{13,5}$$

$$= 882,192 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{7439,485}{9} - \frac{193,439 \times 2,25}{13,5} - \frac{140,058 \times 2,25}{13,5}$$

$$= 771,026 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 88,2192 ton

### **Kontrol Kapasitas**

$$P_{\max} \leq \bar{P}E_g$$

$$88,219 \text{ Ton} \leq 112,432 \times 0,8$$

$$88,219 \text{ Ton} \leq 89,954 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

### Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

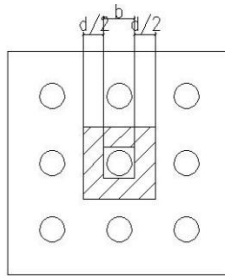
Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 700 x 700 mm
- Dimensi Poer = 5000 x 5000 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

### Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom



*Gambar 4.40 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5*

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
 &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\
 &= 2(700 + 917,5) + 2(700 + 917,5) = 6470 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5 = 16582,162 \text{ kN} \\
 \text{b. } V_c &= 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d
 \end{aligned}$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{6470} + 2 \right) \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5$$

$$= 20705,063 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33\sqrt{30} \times 6470 \times 917,5$$

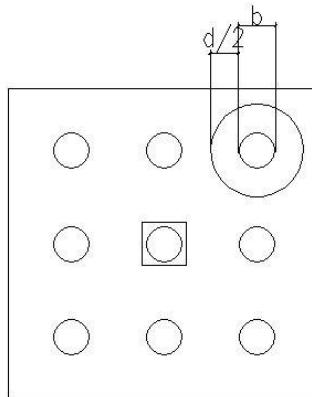
$$= 10729,634 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $kN = 1072,9 \text{ Ton}$

$V_c \geq P_u$  kolom

$1072,9 \text{ Ton} \geq 337,298 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$

#### 4.5.2.5. Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4.41 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (600 + 917,5) = 4764,95 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 4764,5 \times 917,5 = 12212,237 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{4764,5} + 2 \right) \sqrt{30} \times 4764,5 \times 917,5$$

$$= 19282,695 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 4764,95 \times 917,5$$

$$= 7902,035 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $kN = 1072,9 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$709,2 \text{ Ton} \geq 112,432 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.5.2.6. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 5000 x 5000 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
 
$$d_x = 1000 - 70 - 25/2$$

$$= 917,5 \text{ mm}$$
  

$$d_x = 1000 - 70 - 25 - 25/2$$

$$= 892,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

##### Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } q_u = 5 \times 5 \times 1 \times 2,4 = 60 \text{ Ton/m}$$

$$P_t = 3P_{max} = 3 \times 882,191 = 2646,577 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (2646,577 \times 1.2) - \left( \frac{1}{2} \times 600 \times 2,5^2 \right) \\ &= 1300,892 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1300892000}{0,9 \times 5000 \times 917,5^2} = 0,363 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,363}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0009 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lll} \text{Syarat : } \rho_{\text{min}} & = & \rho_{\text{perlu}} \\ 0,0035 & > & 0,0009 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{min}} \times 5000 \times d_x \\ &= 0,0035 \times 5000 \times 662,5 \\ &= 16056,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25 \text{ mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{5000 \times 490,625}{16056,25} = 152,783 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{5000 \times 490,625}{150} = 16354,167 \text{ mm}^2$$

Cek :  $\text{As perlu} < \text{As pakai}$

$$: 16056,25 \text{ mm}^2 < 16354,167 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-150mm

Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{1300892000}{0,9 \times 5000 \times 892,5^2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,38}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0009$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$



$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho_{\min} & = \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > 0,00161 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 5000 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 5000 \times 892,5 \\ &= 15628,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{5000 \times 490,625}{15628,75} = 157,062 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{5000 \times 490,625}{150} = 16354,167 \text{ mm}^2$$

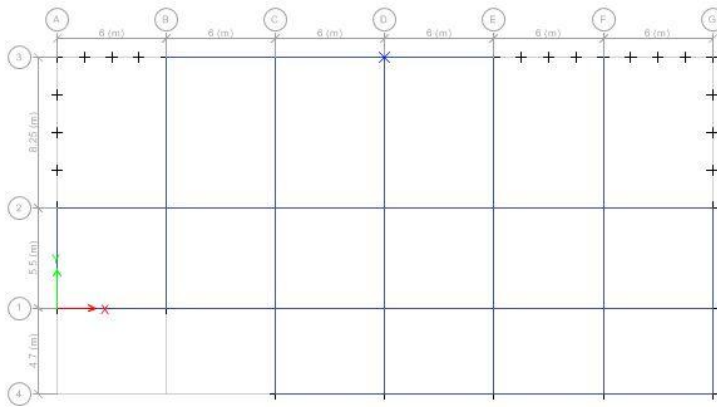
Cek : As perlu < As pakai

$$: 15628,75 \text{ mm}^2 < 16,354,167 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-150mm

#### 4.5.3. Perencanaan Pondasi Untuk Kolom Eksterior

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 3-D sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.42



Gambar 4.42 Letak pondasi kolom eksterior yang ditinjau

#### 4.5.3.1. Data Perencanaan

Desain tiang pancang yang akan di analisis:

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

- Diameter tiang pancang,  $d$  : 60 mm
- Thickness : 100 mm
- Kelas : C
- Bending momen crack : 29 tm
- Bending momen ultimate : 58 tm
- Allowable axial : 229,50 ton
- Keliling tiang pancang( $A_s$ )  $= \pi \times d \times 21 = 39,564 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 60^2 = 2826 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 3,5 \text{ m}$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti berikut :

$$F_z = 4637,7295 \text{ KN}$$

$$F_x = 58,5711 \text{ KN}$$

$$F_y = 76,9558 \text{ KN}$$

$$M_x = 191,589 \text{ KN}$$

$$M_y = 7,2991 \text{ KN}$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 191,589 + ( 76,955 \times 1 ) = 268,544 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 7,299 + ( 58,571 \times 1 ) = 65,87 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $5 \times 3,5 \times 1 \times 24 = 420 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom  
 Beban tetap,  $F_x = 4637,729 \text{ kN}$   
 $\Sigma P = 5057,729 \text{ kN}$

#### 4.5.3.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Data  $N_{SPT}$

Kedalaman (m)	N-SPT
0	
1	0
2	0
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	2
13	4
14	6
15	8
16	12
17	16
18	19
19	21
20	23
21	25

Berdasarkan Tabel 4.20 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 21 m dan nilai rata-rata N sepanjang

tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 25$$

$$N_{av} = \frac{\Sigma spt}{21} = \frac{145}{21} = 6.9$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 25 + \frac{39,564 \times 6,9}{5} = 337,298 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{337,298}{3} = 112,432 \text{ Ton}$$

Qallowable bahan tiang diketahui 229,50 ton, dan nilai  $\frac{1}{2}$  Qallowable bahan adalah 114,75 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 21 meter dengan Qijin tanah sebesar 114,75 ton (SF = 3).

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah maka diambil  $P = 112,432 \text{ Ton}$ .

#### 4.5.3.3. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{P} E_g}$$

Dimana :

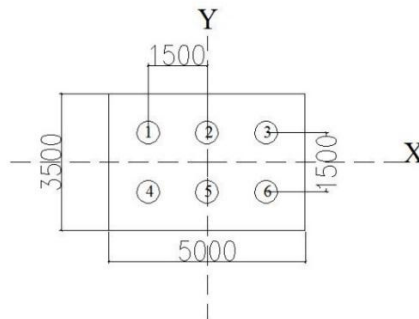
$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 18,434 \frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90.3.2} = 0,76 \approx 0,8$$

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{P} E_g}$$

$$= \frac{505,772}{112,432 \times 0,8} = 5,62 \approx 6 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 6 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.43



Gambar 4.43 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

#### 4.5.3.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.1 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.21

Tabel 4.21 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	-1.5	2.25	0.75	0.5625
P2	0	0	0.75	0.5625
P3	1.5	2.25	0.75	0.5625
P4	-1.5	2.25	-0.75	0.5625
P5	0	0	-0.75	0.5625
P6	1.5	2.25	-0.75	0.5625
Σ		9		6.75

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xoy_{\max}}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yox_{\max}}}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{5057,729}{6} + \frac{268,544 \times 0,75}{6,75} + \frac{65,87 \times 1,5}{9} \\
 &= 883,7714 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{\min} = \frac{5057,729}{6} - \frac{268,544 \times 0.75}{6.75} - \frac{65,87 \times 1.5}{9}$$

$$= 802,138 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 88,377 ton

### **Kontrol Kapasitas**

$$P_{\max} \leq \bar{P}E_g$$

$$88,377 \text{ Ton} \leq 112,432 \times 0,8$$

$$88,377 \text{ Ton} \leq 89,954 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

### **4.5.3.5. Kontrol Tebal Poer Kolom**

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 700 x 700 mm
- Dimensi Poer = 3500 x 5000 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$



$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(700 + 917,5) + 2(700 + 917,5) = 6470 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\begin{aligned} \text{d. } V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5 = 16582,162 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. } V_c &= 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{6470} + 2 \right) \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5 \\ &= 20705,063 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{f. } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,33 \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5 \end{aligned}$$

$$= 10729,634 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $kN= 1072,9 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$1072,9 \text{ Ton} \geq 337,298 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.5.3.6. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$   $= 3500 \times 5000 \text{ mm}$
- Tebal Poer,  $= 1000 \text{ mm}$
- Mutu Beton,  $(f'c)$   $= 30 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ )  $= 25 \text{ mm}$ 
  - o Mutu Baja ( $f_y$ )  $= 400 \text{ MPa}$
  - o Elastisitas ( $E_f$ )  $= 200000 \text{ MPa}$
- Tebal Selimut Beton  $= 70 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
 
$$d_x = 1000 - 70 - 25/2$$

$$= 917,5 \text{ mm}$$
  

$$d_x = 1000 - 70 - 25 - 25/2$$

$$= 892,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

#### 4.5.3.7. Desain Penulangan Poer

Berat Poer,  $q_u = 3,5 \times 5 \times 1 \times 2,4 = 42 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 2P_{max} = 2 \times 883,771 = 1767,543 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (1767,543 \times 1,2) - \left( \frac{1}{2} \times 420 \times 2,5^2 \right) \\ &= 808,551 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{808,551}{0,9 \times 5000 \times 917,5^2} = 0,225 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,225}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0005 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat : } \rho_{\text{min}} & = & \rho_{\text{perlu}} \\ 0,0035 & > & 0,0009 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 5000 \times d_x \\ &= 0,0035 \times 5000 \times 917,5 \\ &= 16056,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{5000 \times 490,625}{16056,25} = 152,783 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{5000 \times 490,625}{150} = 16354,167 \text{ mm}^2$$

Cek :  $\text{As perlu} < \text{As pakai}$

$$: 16056,25 \text{ mm}^2 < 16354,167 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-150mm

Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d_y^2} = \frac{808,551}{0,9 \times 3500 \times 892,5^2} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,34}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0008$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{llll} \text{Syarat :} & \rho_{\min} & = & \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > & 0,00161 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 3500 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 3500 \times 892,5 \\ &= 10933,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{3500 \times 490,625}{10933,13} = 157,062 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{3500 \times 490,625}{150} = 11447,92 \text{ mm}^2$$

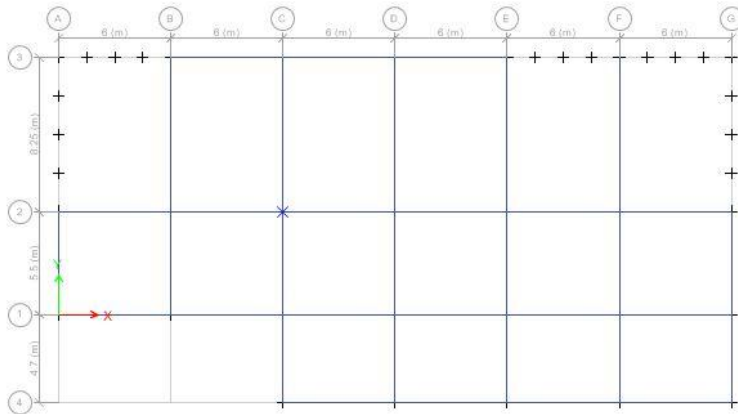
Cek :  $\text{As perlu} < \text{As pakai}$

$$: 10933,13 \text{ mm}^2 < 11447,92 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-150mm

#### 4.5.4. Perencanaan Pondasi Untuk Shear Wall

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada Shear wall sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.44



Gambar 4.44 Letak pondasi kolom yang ditinjau

##### 4.5.4.1. Data Perencanaan

Desain tiang pancang yang akan di analisis:

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

- Diameter tiang pancang,  $d$  : 60 mm
- Thickness : 100 mm
- Kelas : C
- Bending momen crack : 29 tm
- Bending momen ultimate : 58 tm
- Allowable axial : 229,50 ton
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ )  $= \pi \times d \times 21 = 39,564 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 60^2 = 2826 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 5 \times 17 \text{ m}$$

$$B = 5 \times 7,5 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti berikut :

$$F_z = 40848,956 \text{ KN}$$

$$F_x = 564,783 \text{ KN}$$

$$F_y = 618,096 \text{ KN}$$

$$M_x = 292,858 \text{ KN}$$

$$M_y = 220,429 \text{ KN}$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 292,858 + (618,096 \times 1) = 910,954 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 220,429 + (564,783 \times 1) = 785,212 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $(5 \times 17 + 5 \times 7,5) \times 1 \times 24 = 2940 \text{ kN}$
  - Beban aksial kolom  
 Beban tetap,  $F_x = 40848,956 \text{ kN}$
- $$\Sigma P = 43788,96 \text{ kN}$$

#### 4.5.4.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Data  $N_{SPT}$

Kedalaman (m)	N-SPT
0	
1	0
2	0
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	2
13	4
14	6
15	8
16	12
17	16
18	19
19	21
20	23
21	25

Berdasarkan Tabel 4.22 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 21 m dan nilai rata-rata N sepanjang



tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 25$$

$$N_{av} = \frac{\Sigma spt}{21} = \frac{145}{21} = 6.9$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 25 + \frac{39,564 \times 6,9}{5} = 337,298 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{337,298}{3} = 112,432 \text{ Ton}$$

Qallowable bahan tiang diketahui 229,50 ton, dan nilai  $\frac{1}{2}$  Qallowable bahan adalah 114,75 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 21 meter dengan Qijin tanah sebesar 114,75 ton ( $SF = 3$ ).

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah maka diambil  $P = 112,432 \text{ Ton}$ .

#### 4.5.4.3. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

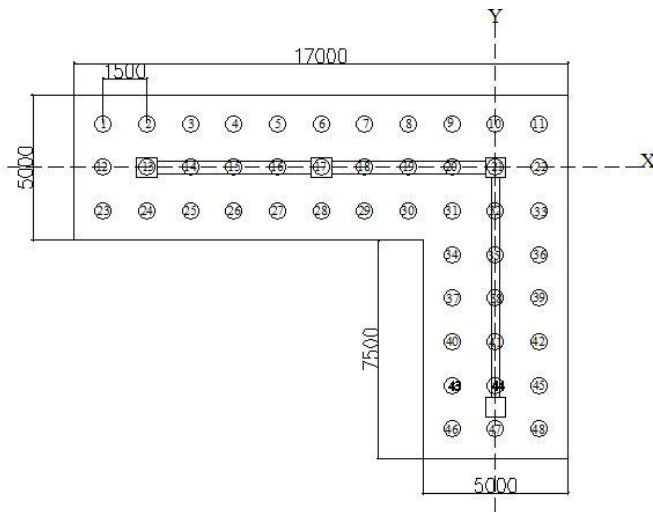
$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{PE}_g}$$

Dimana :

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{PE}_g}$$

$$= \frac{43788,96}{112,432} = 38,947 \approx 48 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 48 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.45



Gambar 4.45 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

#### 4.5.4.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.8 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.23

Tabel 4.23 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	13.5	182.25	1.5	2.25
P2	12	144	1.5	2.25
P3	10.5	110.25	1.5	2.25
P4	9	81	1.5	2.25
P5	7.5	56.25	1.5	2.25
P6	6	36	1.5	2.25
P7	4.5	20.25	1.5	2.25
P8	3	9	1.5	2.25
P9	1.5	2.25	1.5	2.25
P10	0	0	1.5	2.25
P11	1.5	2.25	1.5	2.25
P12	13.5	182.25	0	0
P13	12	144	0	0
P14	10.5	110.25	0	0
P15	9	81	0	0
P16	7.5	56.25	0	0
P17	6	36	0	0

P18	4.5	20.25	0	0
P19	3	9	0	0
P20	1.5	2.25	0	0
P21	0	0	0	0
P22	1.5	2.25	0	0
P23	13.5	182.25	1.5	2.25
P24	12	144	1.5	2.25
P25	10.5	110.25	1.5	2.25
P26	9	81	1.5	2.25
P27	7.5	56.25	1.5	2.25
P28	6	36	1.5	2.25
P29	4.5	20.25	1.5	2.25
P30	3	9	1.5	2.25
P31	1.5	2.25	1.5	2.25
P32	0	0	1.5	2.25
P33	1.5	2.25	1.5	2.25
P34	1.5	2.25	3	9
P35	0	0	3	9
P36	1.5	2.25	3	9
P37	1.5	2.25	4.5	20.25
P38	0	0	4.5	20.25
P39	1.5	2.25	4.5	20.25
P40	1.5	2.25	6	36
P41	0	0	6	36
P42	1.5	2.25	6	36
P43	1.5	2.25	7.5	56.25
P44	0	0	7.5	56.25
P45	1.5	2.25	7.5	56.25
P46	1.5	2.25	9	81

P47	0	0	9	81
P48	1.5	2.25	9	81
		1953		657

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xoy_{\max}}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yox_{\max}}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{43788,96}{48} + \frac{910,954 \times 9}{657} + \frac{785,212 \times 13,5}{1953}$$

$$= 930,176 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{43788,96}{48} - \frac{910,954 \times 9}{657} - \frac{785,212 \times 13,5}{1953}$$

$$= 894,363 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 93,176 ton

### **Kontrol Kapasitas**

$$P_{\max} \leq \bar{P}E_g$$

$$93,176 \text{ Ton} \leq 112,432$$

$$93,176 \text{ Ton} \leq 112,432 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

#### 4.5.4.5. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 700 x 700 mm
- Dimensi Poer = 5000 x 1700 x 1000 mm  
= 5000 x 7500 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{700}{700} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah shear wall oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$= 2(700 + 917,5) + 2(700 + 917,5) = 6470 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$g. \quad V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5 = 16582,162 \text{ kN}$$

$$h. \quad V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{6470} + 2 \right) \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5$$

$$= 20705,063 \text{ kN}$$

$$i. \quad V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 6470 \times 917,5$$

$$= 10729,634 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $kN = 1072,9 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$1072,9 \text{ Ton} \geq 337,298 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.5.4.6. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat

sendiri poer sebesar  $q$ . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

**Data Perencanaan :**

- Dimensi Poer,  $B \times L = 5000 \times 1700 \times 1000 \text{ mm}$   
 $= 5000 \times 7500 \times 1000 \text{ mm}$
- Tebal Poer,  $= 1000 \text{ mm}$
- Mutu Beton,  $(f'c) = 30 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ )  $= 25 \text{ mm}$ 
  - o Mutu Baja ( $f_y$ )  $= 400 \text{ MPa}$
  - o Elastisitas ( $E_f$ )  $= 200000 \text{ MPa}$
- Tebal Selimut Beton  $= 70 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
 
$$d_x = 1000 - 70 - 25/2$$

$$= 917,5 \text{ mm}$$

$$d_x = 1000 - 70 - 25 - 25/2$$

$$= 892,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

**4.5.4.7. Desain Penulangan Poer**

Berat Poer,  $q_u = 294 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 11P_{\max} = 11 \times 882,191 = 10231,94 \text{ kN}$$

$$M_u = (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right)$$

$$= (10231,94 \times 1.2) - \left( \frac{1}{2} \times 2940 \times 2,5^2 \right)$$



$$= 3090,829 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3090829000}{0,9 \times 17000 \times 917,5^2} = 0,25 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,25}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0006 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lll} \text{Syarat : } \rho_{\text{min}} & = & \rho_{\text{perlu}} \\ 0,0035 & > & 0,0009 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{min}} \times 5000 \times dx \\ &= 0,0035 \times 17000 \times 917,5 \\ &= 54591,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{17000 \times 490,625}{54591,25} = 152,783 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(750)$  atau 450 mm

$s \leq 2250$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{17000 \times 490,625}{150} = 55604,17 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 54591,25 \text{ mm}^2 < 55604,17 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-150mm

Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{3090829000}{0,9 \times 12500 \times 892,5^2} = 0,365 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,365}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,38}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00092 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lll} \text{Syarat :} & \rho \text{ min} & = \rho \text{ perlu} \\ & 0,0035 & > 0,00161 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho \text{ min} = 0,0035$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times 12500 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 12500 \times 892,5 \end{aligned}$$

$$= 39046,88 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 25\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{12500 \times 490,625}{39046,88} = 157,062 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{12500 \times 490,625}{150} = 40885,42 \text{ mm}^2$$

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$

$$: 39046,88 \text{ mm}^2 < 40885,42 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-150mm

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1. KESIMPULAN**

Dari perhitungan-perhitungan yang telah terpapar pada bab-bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai dengan tujuan penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Dari hasil perencanaan struktur Gedung Amaris Hotel denfan menggunakan *Flat Slab* dan *Shear Wall* didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
  - Mutu Beton = 30 Mpa
  - Mutu Baja = 400 Mpa
  - Tebal Pelat Lantai = 20 Cm
  - Jumlah Lantai = 10 Lantai
  - Ketinggian Tiap Lantai
    - Lantai Dasar = 4 m
    - Lantai 1-10 = 3,4 m
  - Tinggi Total Gedung = 34,6
  - Pelat Arah Sumbu X
    - Tumpuan Jalur Kolom = Ø16-75 mm (atas)
    - = Ø16-150 mm (bawah)
    - Lapangan Jalur Kolom = Ø16-300 mm (atas)
    - = Ø16-150 mm (bawah)
    - Tumpuan Jalur Tengah = Ø16-150 mm (atas)
    - = Ø16-300 mm (bawah)

Lapangan Jalur Tengah	= Ø16-300 mm (atas)
	= Ø16-150 mm (bawah)
- Pelat Arah Sumbu Y	
Tumpuan Jalur Kolom	= Ø16-50 mm ( atas)
	= Ø16-100 mm (bawah)
Lapangan Jalur Kolom	= Ø16-300 mm (atas)
	= Ø16-150 mm (bawah)
Tumpuan Jalur Tengah	= Ø16-150 mm (atas)
	= Ø16-300mm (bawah)
Lapangan Jalur Tengah	= Ø16-300mm (atas)
	= Ø16-150mm (bawah)
- Dimensi Drop Panel	= 300cm x 300cm x 15 cm
Tulangan Geser	= Ø10-100mm
- Dimensi Kolom	= 70cm x 70cm
Tulangan Lentur	= 12 D25
Tulangan Geser	= 4 kaki D16 – 100
	= 4 kaki D16 – 150
- Dimensi Dinding Geser	= 40cm
Tulangan Vertikal	= 2D19-300
Tulangan Horizontal	= 2D19-300
- Dimensi Pondasi TP	
Diameter TP	= 60 cm
Jumlah TP	= 9 Titik ( kolom Interior)
	= 6 Titik ( kolom eksterior)
	= 48 Titik (Shear Wall)

## **5.2. SARAN**

Penulisan Tugas Akhir ini masih belum dikatakan sempurna karena masih banyak kekurangan-kekurangan di dalamnya. Saran dari penulis untuk kemajuan penulisan Tugas Akhir berikutnya adalah :

1. Pemahaman materi harus lebih ditingkatkan.
2. Lebih mendalami program-program bantu seperti ETABS dan PCACOL

**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

## DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Kurniawan. R, Budiono. B, Surono. A, dan Pane. I. 2014. *Studi Eksperimental Perilaku Siklis Flat Slab Beton Mutu Sangat Tinggi*. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 21, No. 2.

Tavio, Hemawan. L. 2010. *Studi Lebar Efektif Pelat Pada Struktural Flat Plate Akibat Beban Gempa*. Dinamika Teknik Sipil, Vol. 10, No. 3.

Auramauliddia. 2013. *Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung Rumah Susun Dengan Menggunakan Sistem Flat Slab dan Dinding Geser*. Jurnal Teknik POMITS, Vol. 1, No. 1.

Gunadi. R, Budiono. B, Imran. I, dan Sofwan. A. 2012. *Studi Eksperimental Perilaku Hubungan Pelat – Kolom Terhadap Kombinasi Beban Grafitasi dan Lateral Siklis*. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 19, No. 3

Purwono, Rahmat. 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS Press

Wang, Chu-Kia; Charles G. Salmon 1992. *Disain Beton Bertulang*. Binsar Hariandja

Sulistio. H, Sasmoko. A. 2013. *Alternative Study On Flat Slab Building Of Grand Sawit Hotel Of Samarinda By Using Equivalent Portal Methods*. Jurnal Untag, Vol. 1, No. 1

Deshpande. H, Josh. R, Bangar. P, 2014. *Design Considerations For Reinforced Concrete Flat Slab Floor System*.



***International Journal Of Scientific&Engineering Research,***  
Volume 5.

## **BIODATA PENULIS**

### **Adriyan Candra Purnama**



Penulis lahir di Semarang, Jawa Tengah pada tanggal 6 Juni 1993, merupakan anak kedua dari pasangan suami istri Toto Subagio dan Kuswarini Witcaksono. Tumbuh dan berkembang dilingkup keluarga yang memberikan kebebasan yang bertanggung jawab kepada anak-anak nya baik kebebasan dalam memilih arah tujuan hidup, kebebasan dalam berpenampilan, dan kebebasan dalam memeluk agama. Yang menempuh pendidikan informal dilingkungan dimanapun penulis berada selama seumur hidup nya untuk belajar menjadi manusia yang bisa memanusiakan manusia lainnya, dan pernah menempuh pendidikan formal di TK Karunia Pati (1997-1999), SD Kanisius Pati (1999-2005), SMP Keluarga Kanisius Pati (2005-2008), SMA Negeri 2 Pati (2008-2011). Setelah lulus Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 di Universitas Diponegoro Jurusan Teknik Sipil angkatan 2011. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114106038.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Lintas Jalur (S1) dengan bidang Studi Struktur.

Contact Person:

Email : [mikaeladriyan@gmail.com](mailto:mikaeladriyan@gmail.com)

Hp : 085640362001

## DRILLING LOG

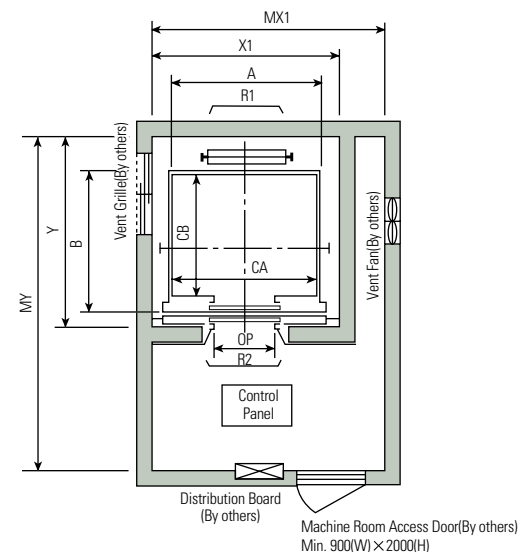
Client	= PT. MIARSONO & ASSOCIATES	Type of Drilling	= Rotary drilling machine	Remarks
Project Name	= PEMBANGUNAN GEDUNG DENMA KODIKAL SURABAYA	Date Start	= 13 Juli 2012	UD = Undisturbed Sample
Bore Hole Name	= BH-1	Date End	= 14 Juli 2012	CS = Core Sample
Ground Water Level	= -0,50 METER	Driller	= OSIAS	SPT = SPT Test
Project Location	= KODIKAL, SURABAYA			

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					N - Value			
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm							
														15 cm	15 cm	15 cm					
0.00	0.00	START OF BORING												0 10 20 30 40 50							
1.00	-1.00				URUGAN	COKLAT TERANG	VERY SOFT	SPT = 0 s/d 1													
2.00	-2.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU TERANG															
3.00	-3.00				LEMPUNG BERPASIR HALUS	ABU-ABU TERANG					-2.50										
4.00	-4.00												-3.00	SPT 1	1	0	0	1			1
5.00	-5.00												-4.50								
6.00	-6.00								-5.00	UD 01											
7.00	-7.00																				
8.00	-8.00				LEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY SOFT	SPT = 2													
9.00	-9.00												-8.50								
10.00	-10.00										-9.00	SPT 3	1	0	0	1			1		
11.00	-11.00										-9.50										
12.00	-12.00				LEMPUNG BERKULIT KERANG	ABU-ABU TERANG					-10.00	UD 02									
13.00	-13.00																				
14.00	-14.00																				
15.00	-15.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU TERANG	MEDIUM	SPT = 8	-14.50												
16.00	-16.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR	ABU-ABU TERANG					-15.00	UD 03							8		
17.00	-17.00																				
18.00	-18.00				PASIR BERLEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT = 19													
19.00	-19.00																				
20.00	-20.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 25 s/d 31	-19.50												
21.00	-21.00										-20.00	UD 04									
22.00	-22.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR	ABU-ABU TERANG					-20.50										
23.00	-23.00										-21.00	SPT 7	25	5	10	15			25		
24.00	-24.00										-23.50										
25.00	-25.00				LANAU LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU TERANG			-24.00	SPT 8	31	7	13	18			31				
26.00	-26.00								-24.50												
27.00	-27.00				LANAU LEMPUNG BERPASIR HALUS	ABU-ABU TERANG	HARD	SPT = 36	-25.00	UD 05											
28.00	-28.00								-26.50												
29.00	-29.00				PASIR HALUS	ABU-ABU TERANG	VERY HARD	SPT > 50	-27.00	SPT 9	36	9	15	21			36				
30.00	-30.00										-29.50										
					PASIR	ABU-ABU TERANG			-30.00	UD 06											
									-30.00												
									-30.50												

# PASSENGER ELEVATORS

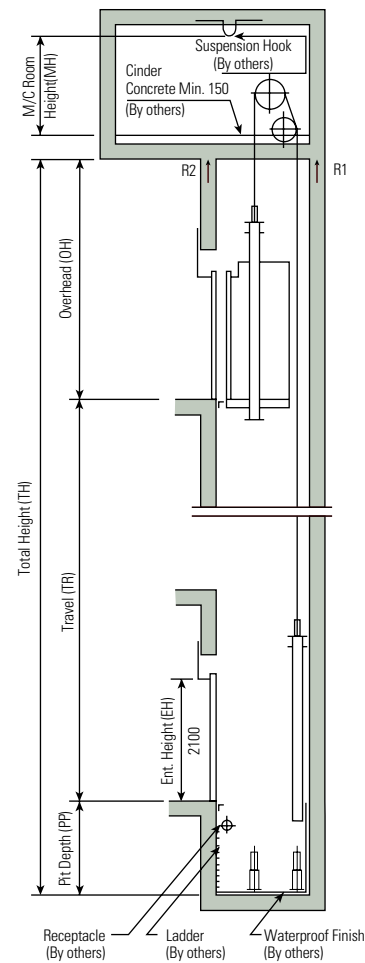
Geared Elevators | 60~105m/min

## Plan of Hoistway & Machine Room



Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

## Section of Hoistway



## Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

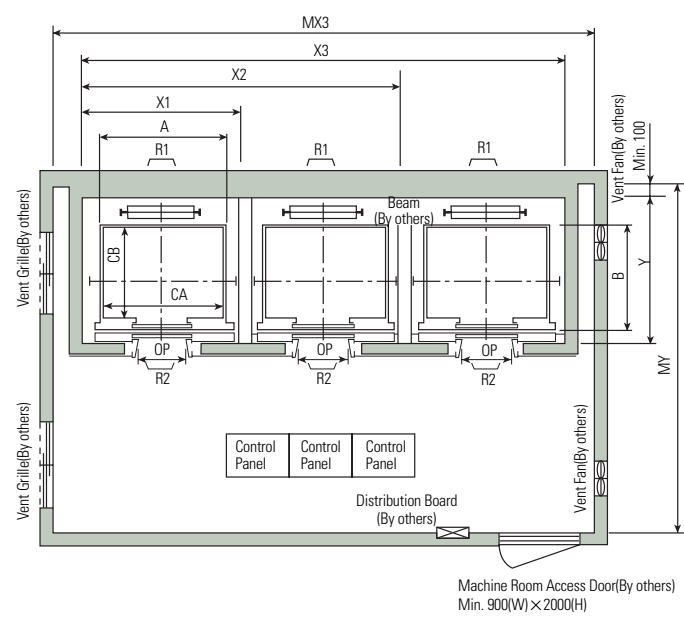
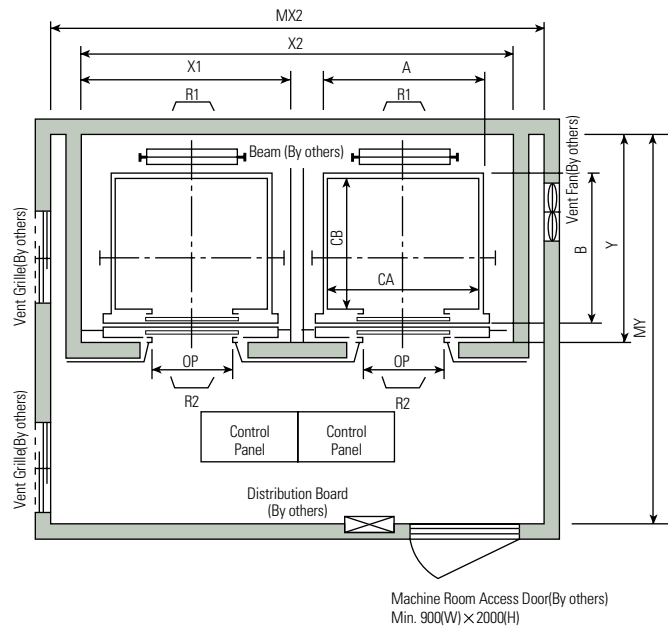
Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth		
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
90	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
105	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		

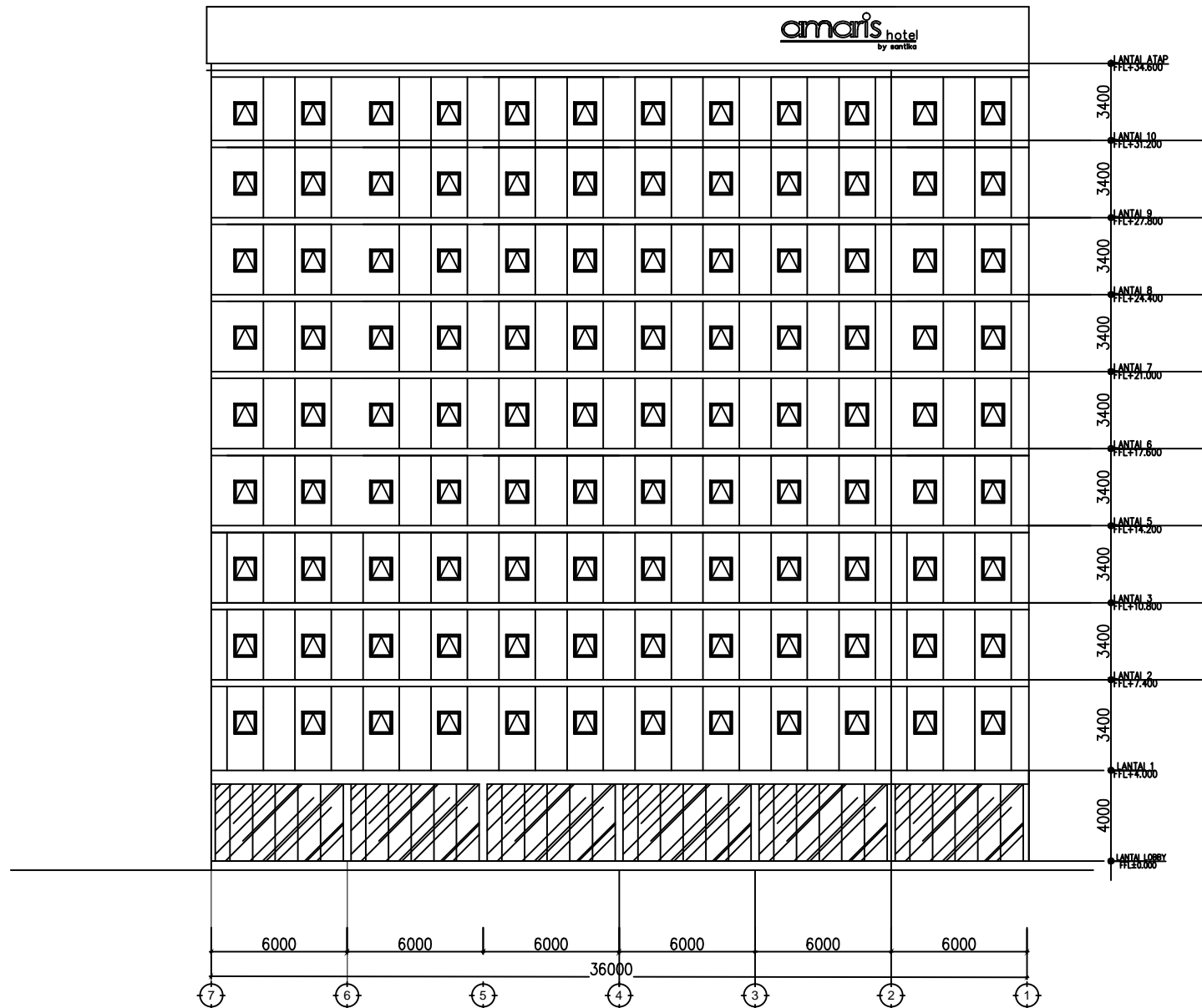
- Notes :
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
  - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
  - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
  - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
  - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
60	4600	1500	2200
90	4800	1800	2400
105	5000	2100	2400

Note : The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.






**TAMPAK DEPAN**  
 SKALA 1 : 250



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
 DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
 FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
 2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

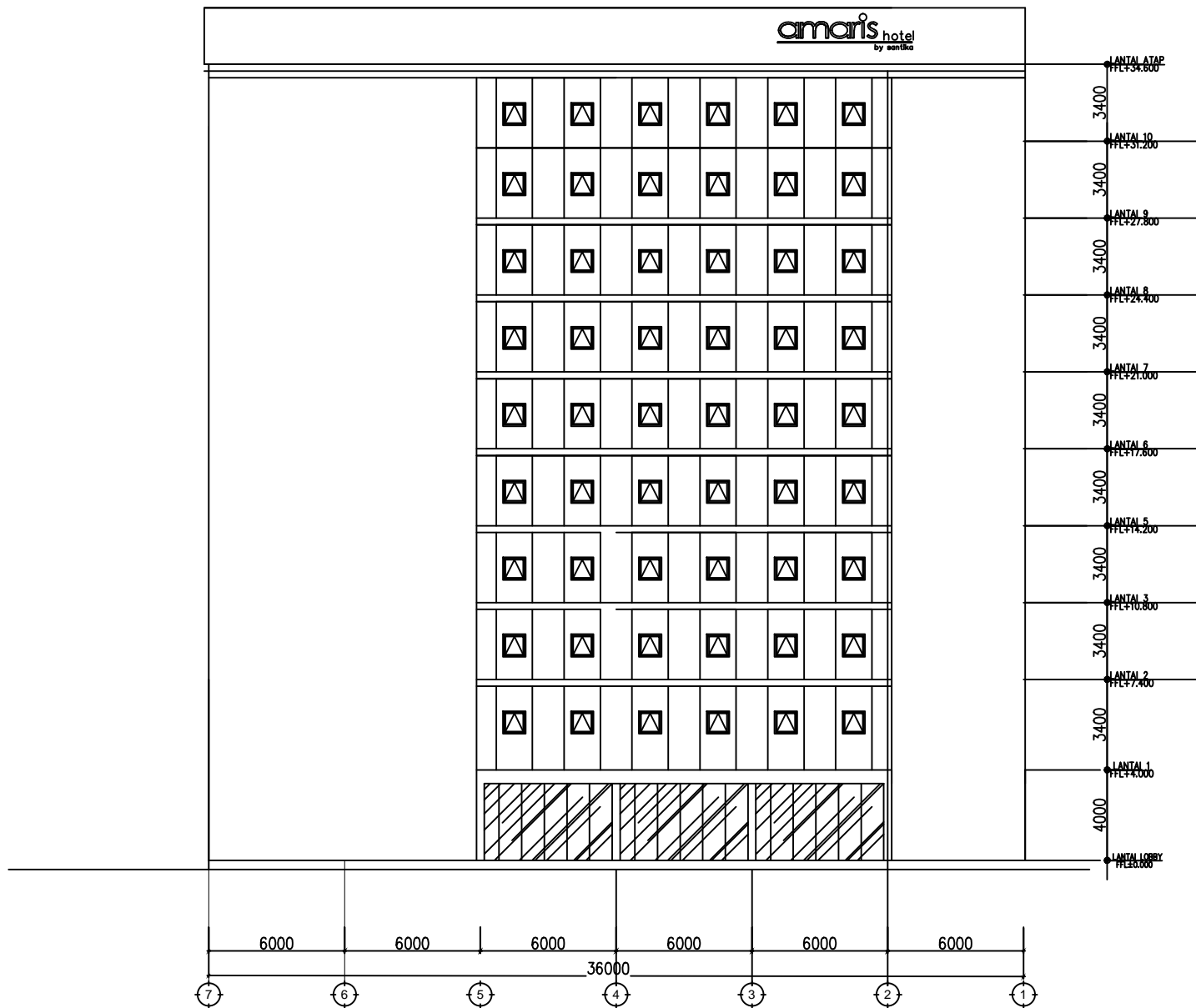
ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
 3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 250	1	19



TAMPAK BELAKANG  
SKALA 1 : 250



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1.Tech Pujo Aji, ST, MT  
2.Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

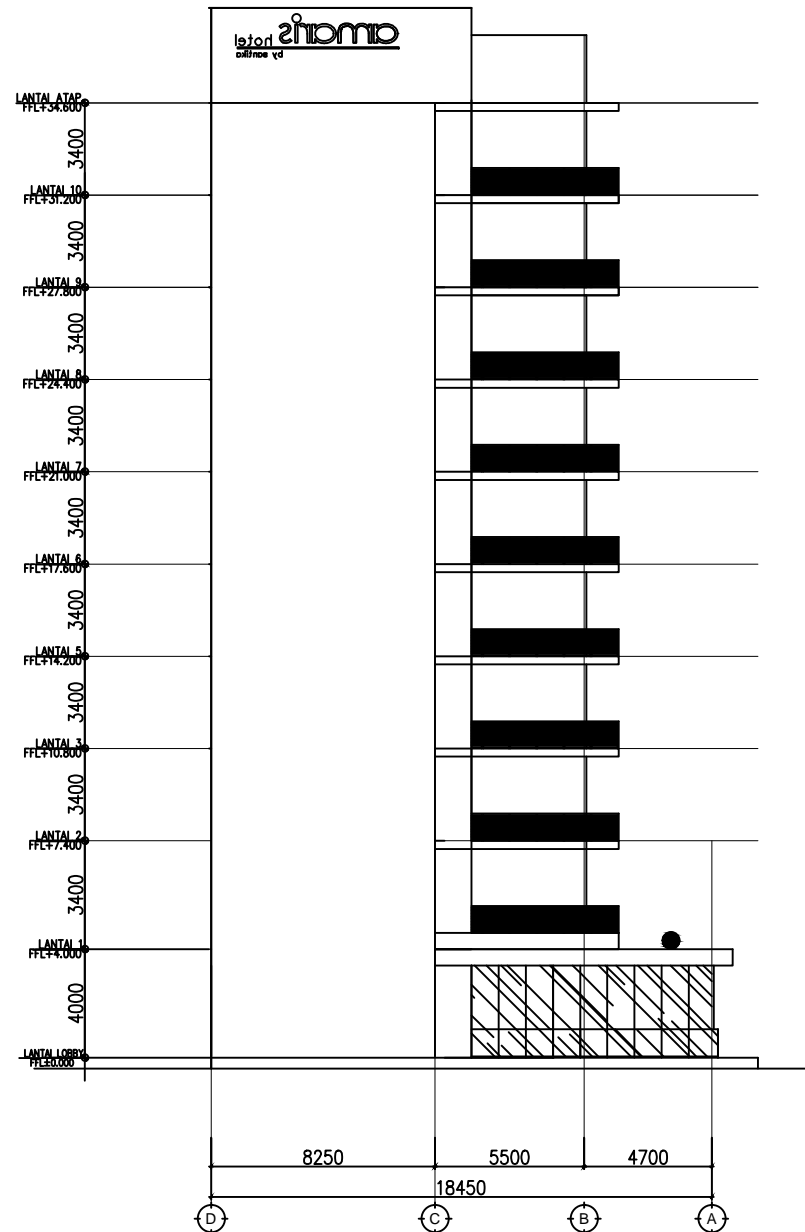
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

TAMPAK  
BELAKANG

SKALA NOMOR JUMLAH  
GAMBAR GAMBAR GAMBAR

1 : 250 2 19




**TAMPAK SAMPING KIRI**  
 SKALA 1 : 250



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
 DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
 FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
 2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
 3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

TAMPAK  
 SAMPING KIRI

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 250	3	19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

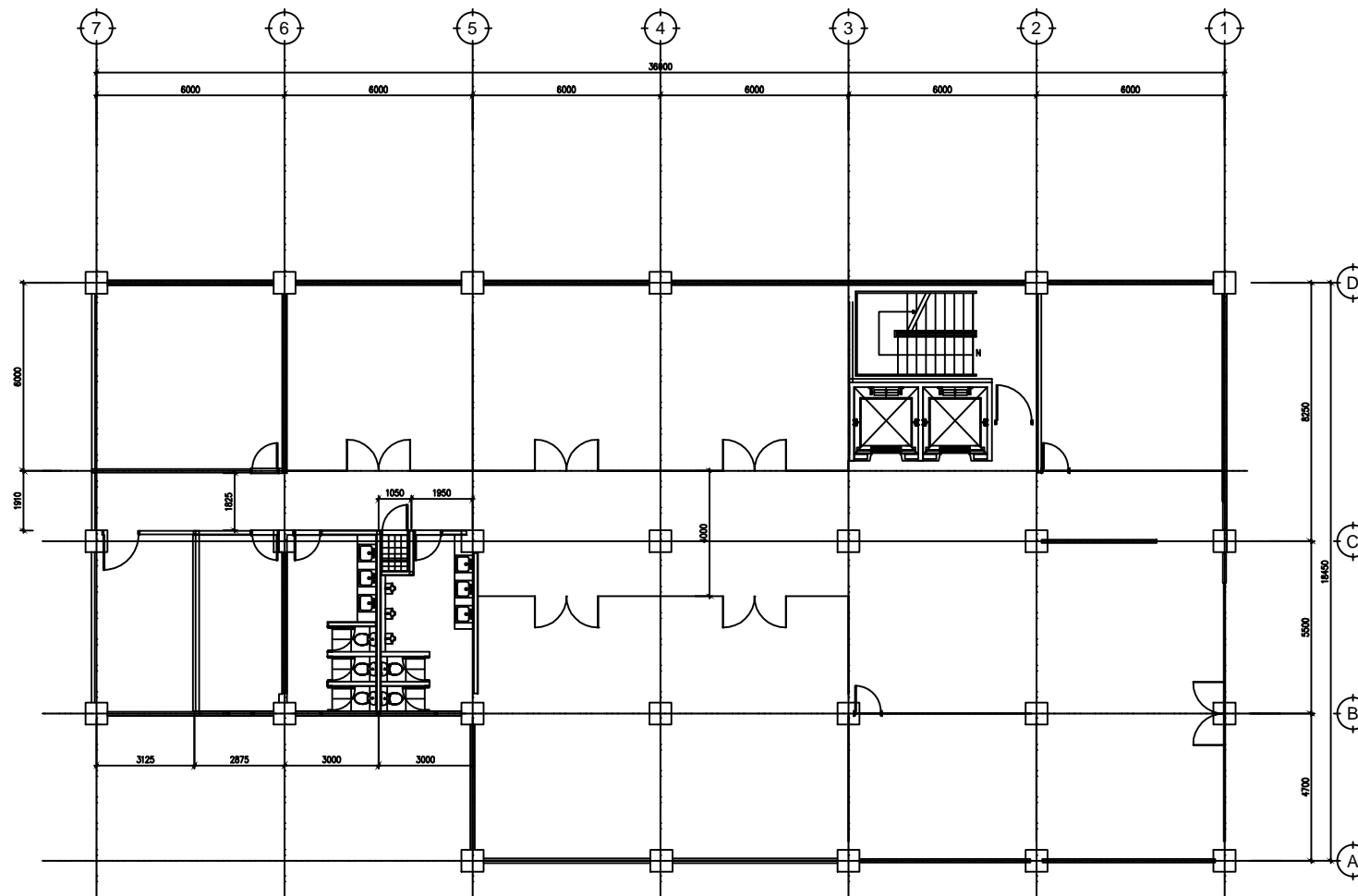
REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

TAMPAK  
SAMPING  
KANAN

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 250	4	19





 **DENAH LANTAI DASAR**  
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

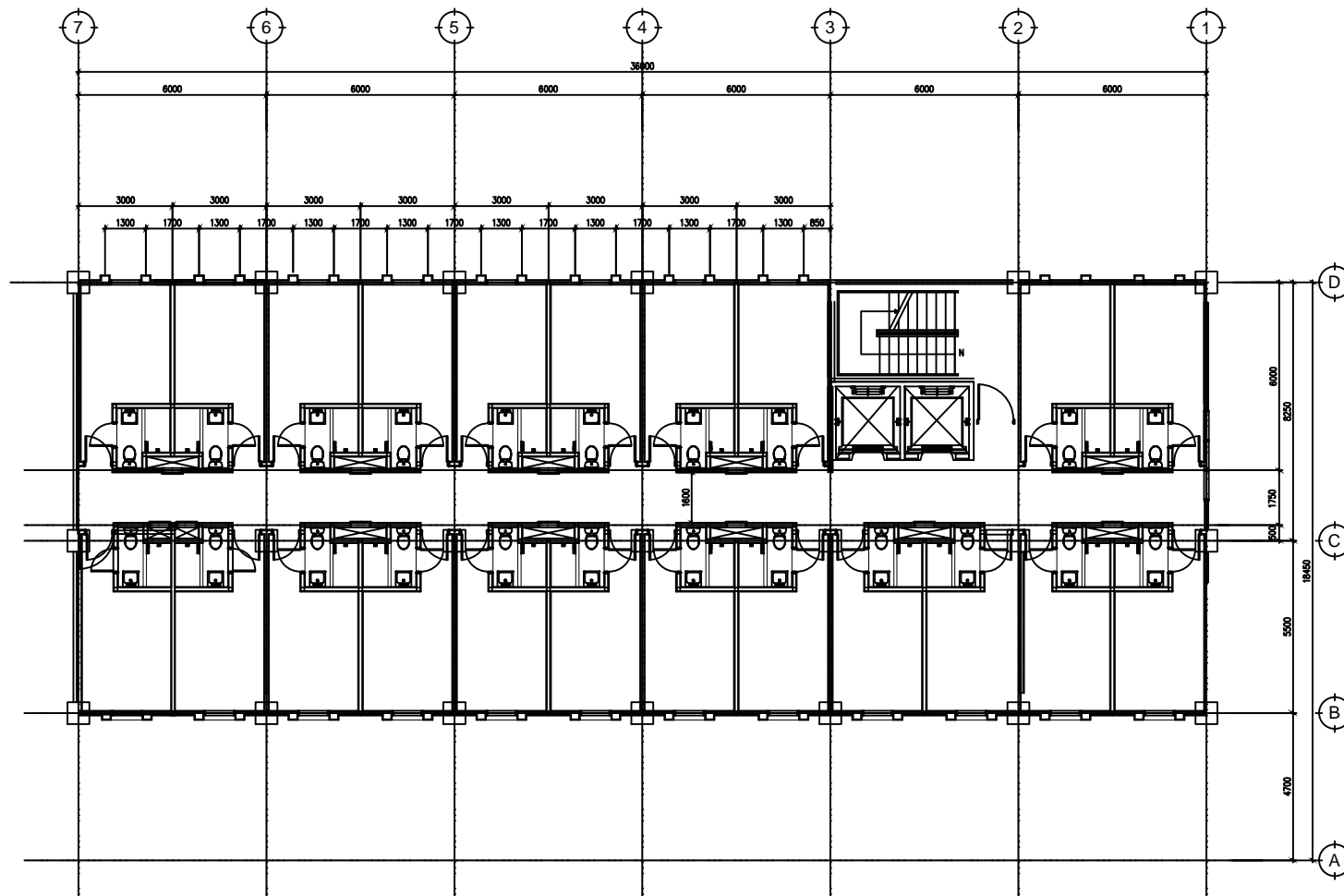
ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI  
DASAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 200	5	19




**DENAH LANTAI 1-9**  
 SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
 DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
 FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
 2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
 3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 1-9

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 200	6	19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

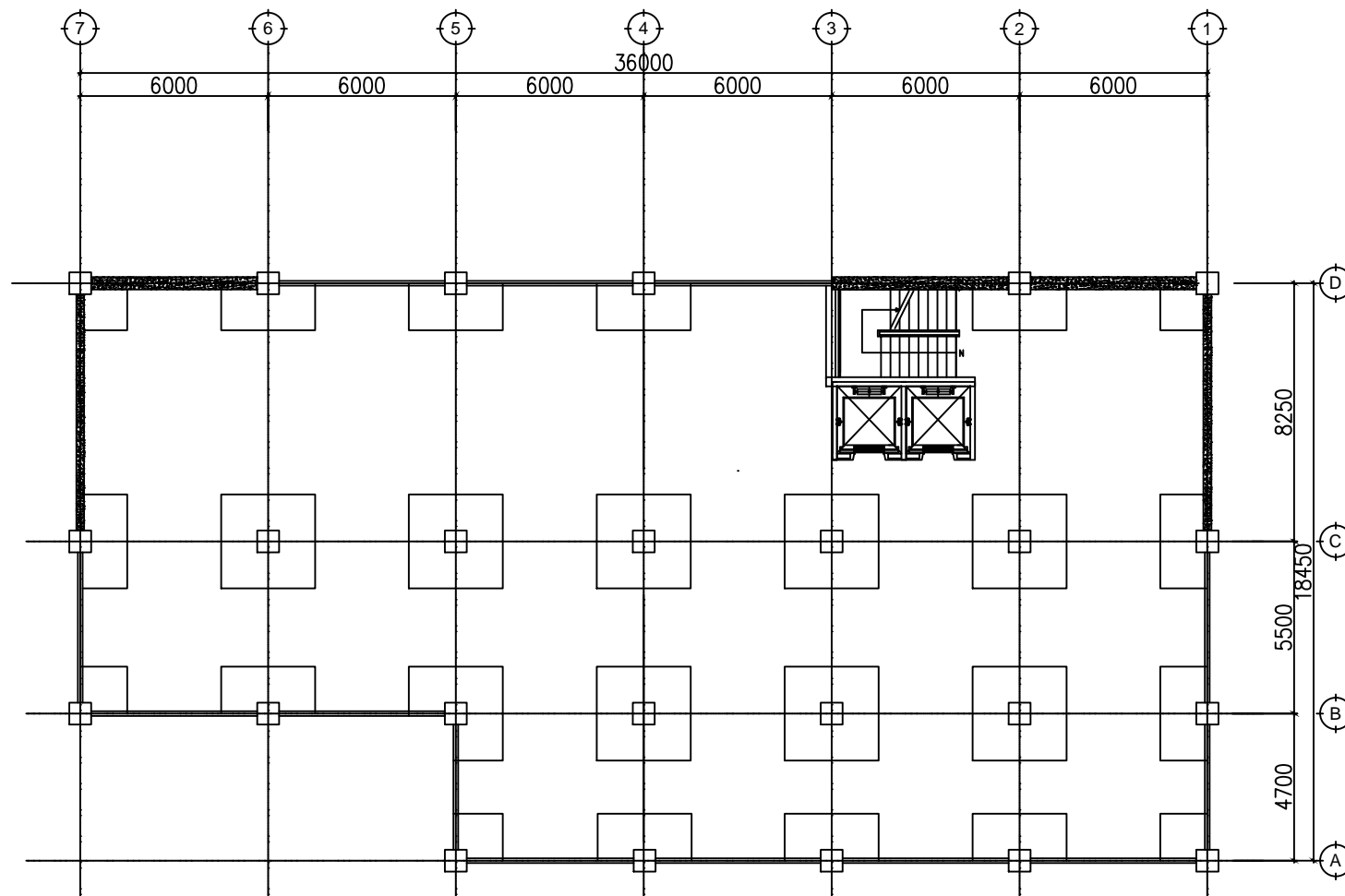
ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

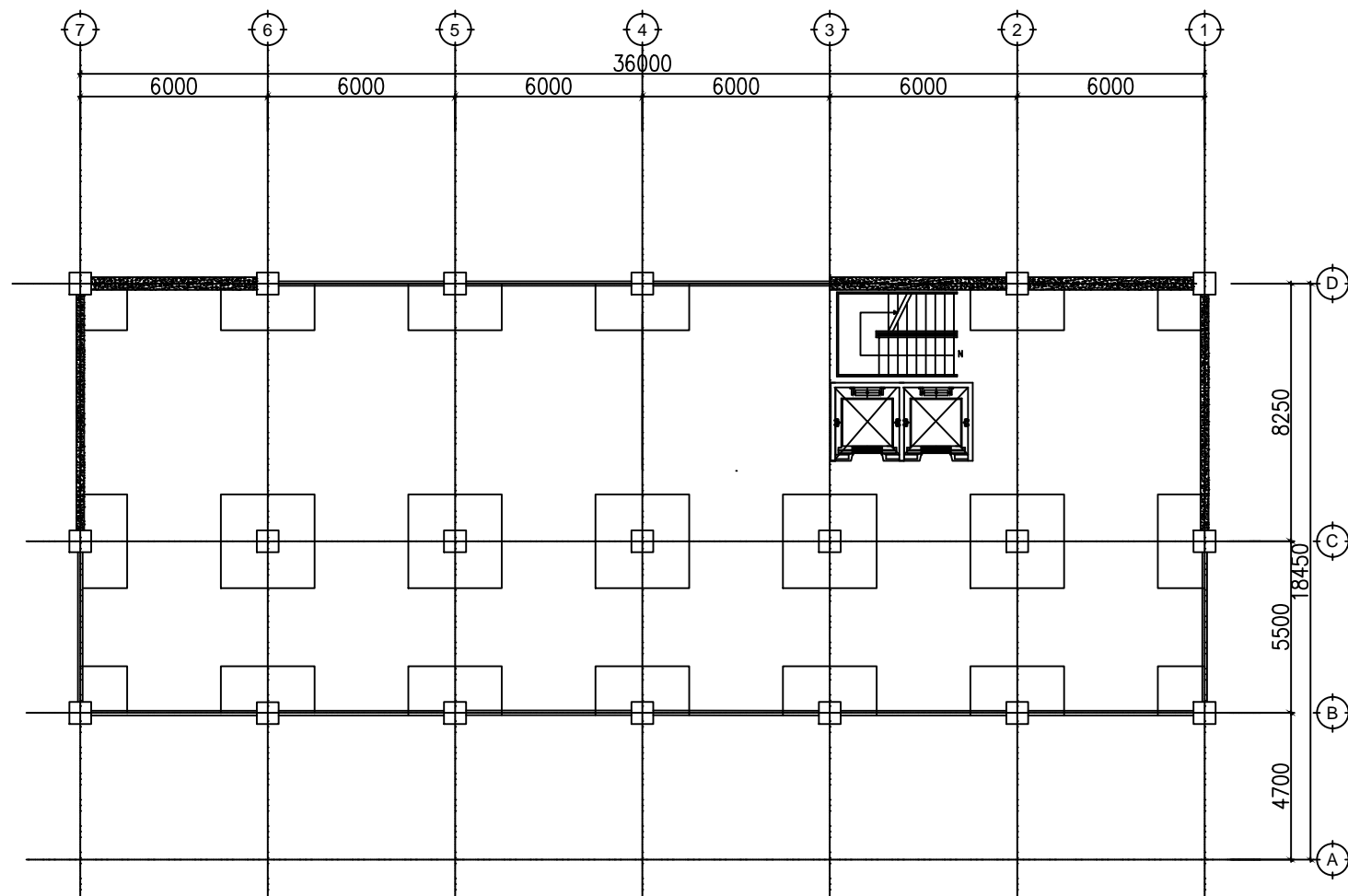
DENAH STRUKTUR  
LANTAI DASAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 200	7	19



DENAH STRUKTUR LANTAI DASAR

SKALA 1 : 200



**DENAH STRUKTUR LANTAI 1-9**

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH STRUKTUR  
LANTAI 1-9

SKALA

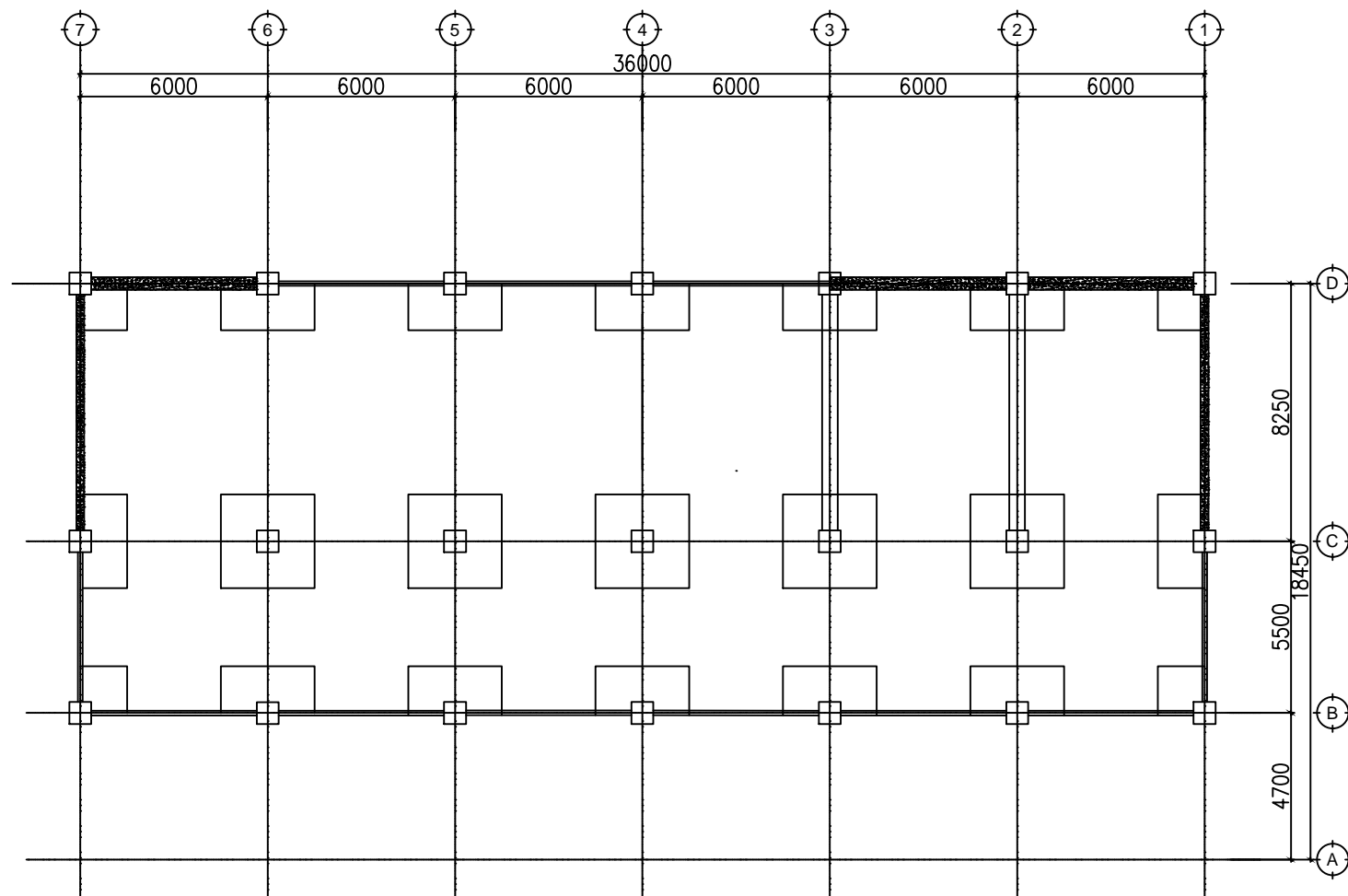
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 200

8

19



**DENAH STRUKTUR LANTAI ATAP**

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH STRUKTUR  
LANTAI ATAP

SKALA

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 200

9

19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH  
PENULANGAN PLAT  
LANTAI I

SKALA

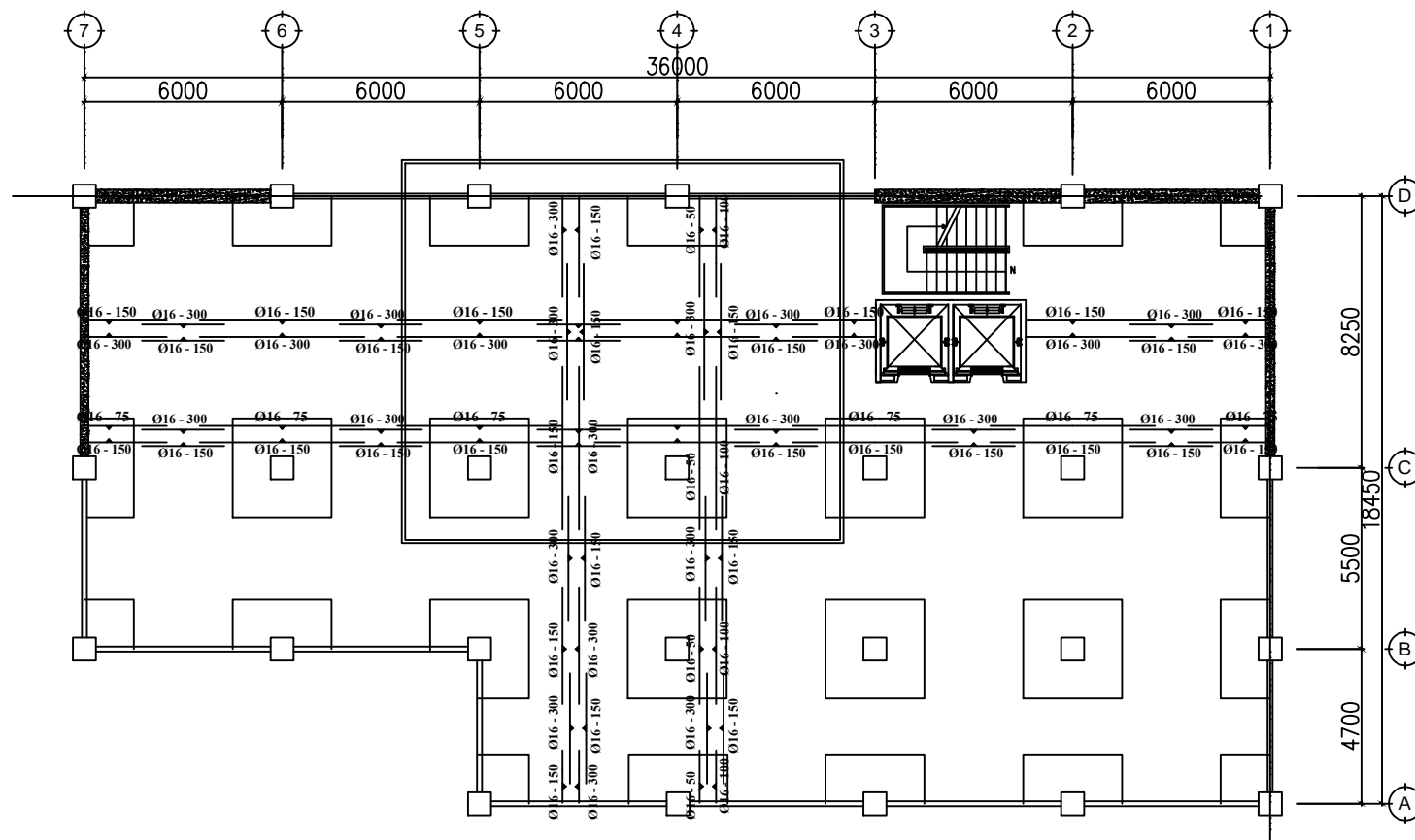
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 200

10

19



DENAH PENULANGAN PELAT LANTAI 1

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH  
PENULANGAN PLAT  
LANTAI 2-10

SKALA

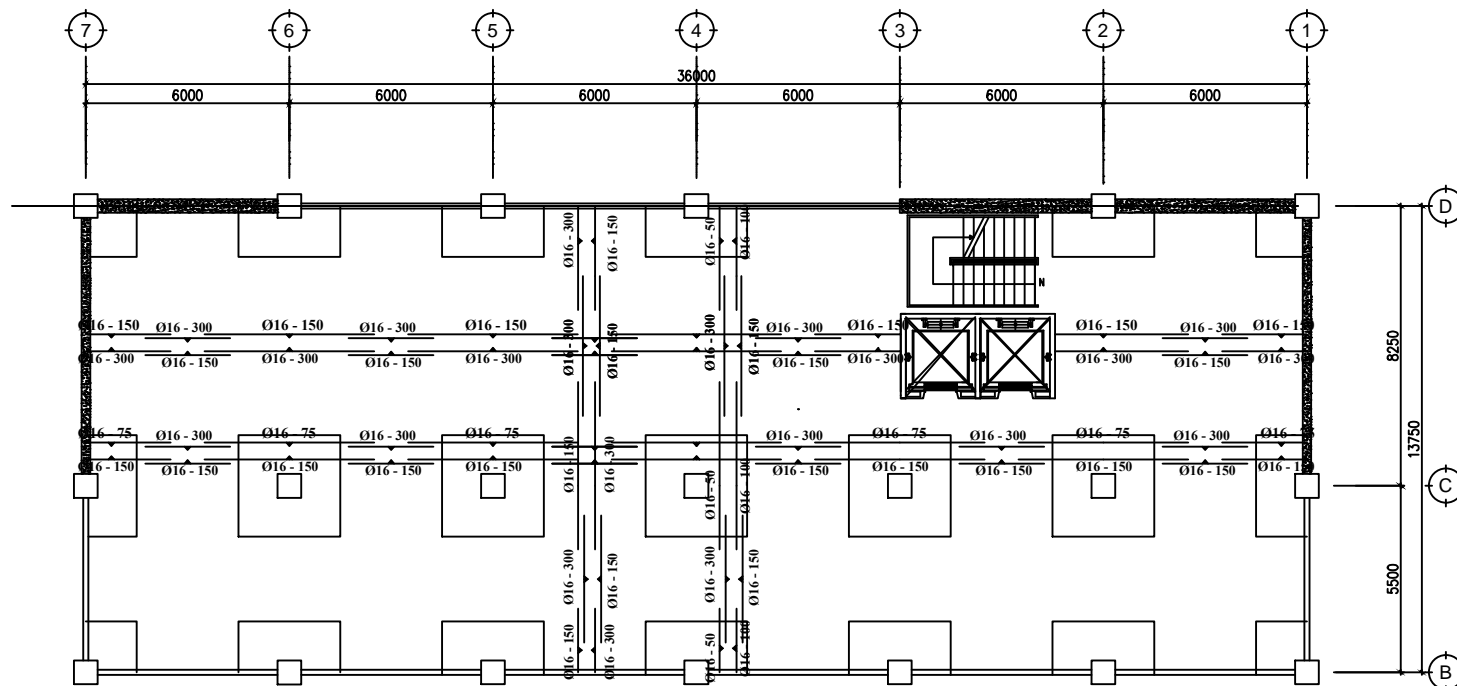
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 200

11

19



DENAH PENULANGAN PELAT LANTAI 2-10

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

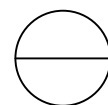
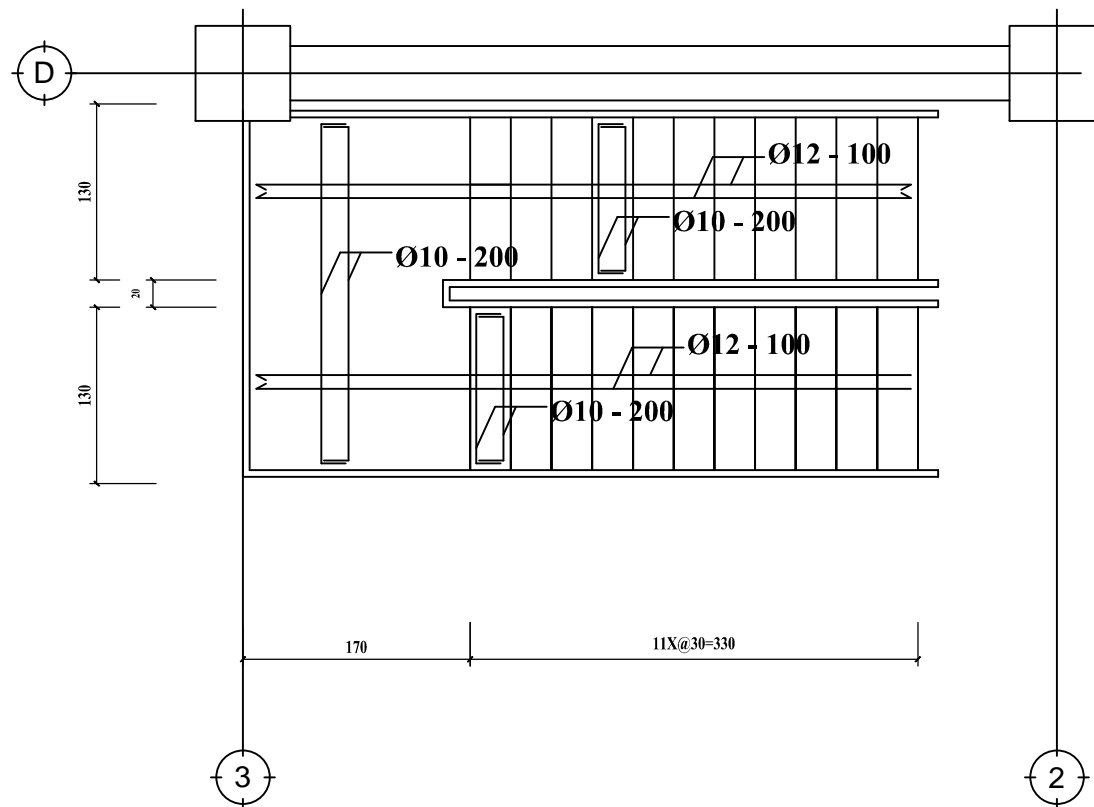
ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PENULANGAN TANGGA

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	12	19



DENAH PENULANGAN TANGGA

1 : 50





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

POTONGAN TANGGA

SKALA

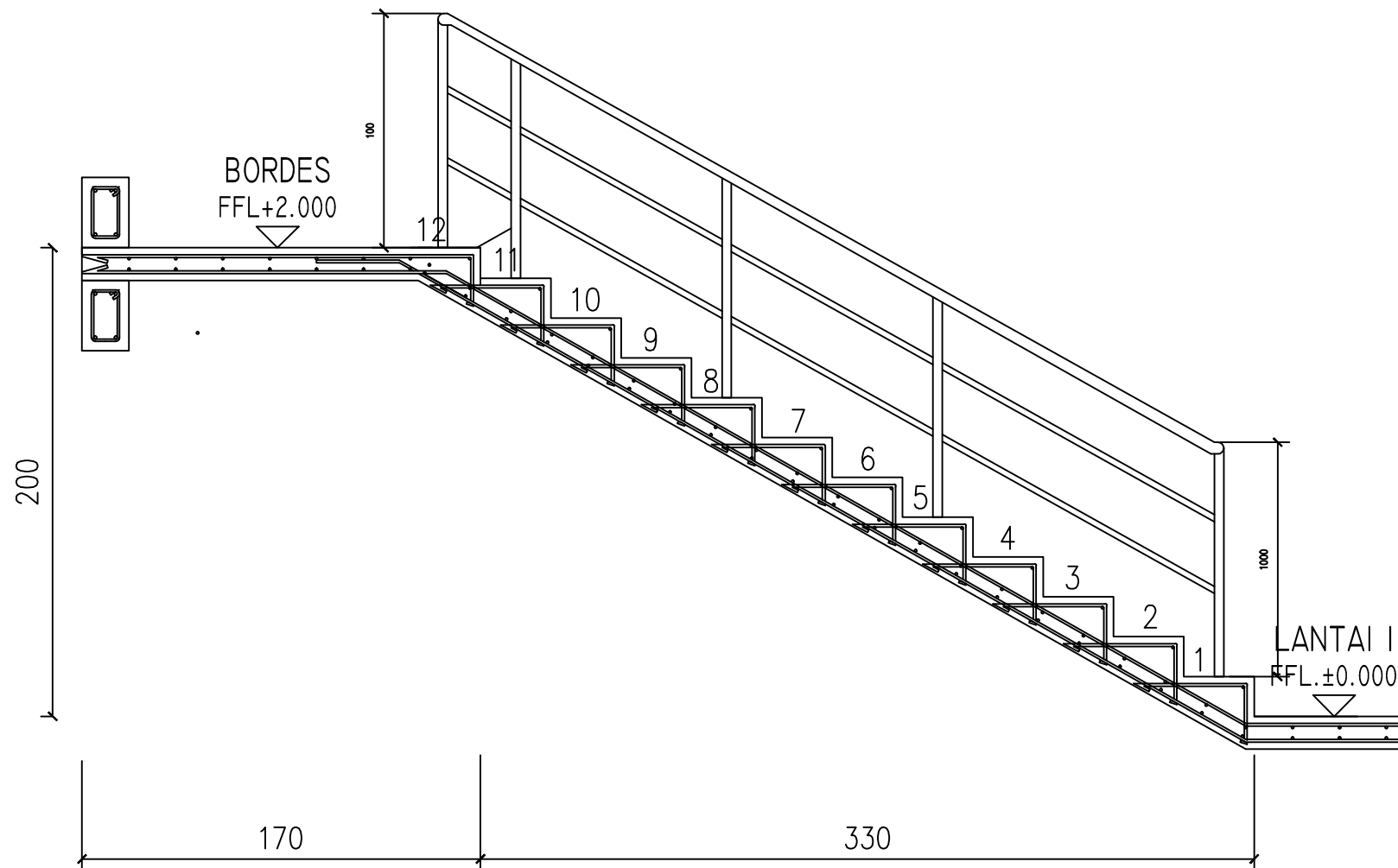
1 : 25

NOMOR  
GAMBAR

13

JUMLAH  
GAMBAR

19



**POTONGAN TANGGA**  
A1-001 1 : 25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

#### JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### KETERANGAN

#### NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

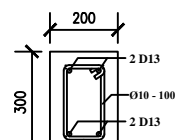
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

#### NAMA GAMBAR

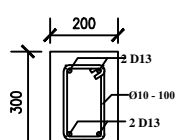
DETAIL BALOK BORDES  
DETAIL BALOK LIFT  
DETAIL BALOK INDUK  
DETAIL SLOOF

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

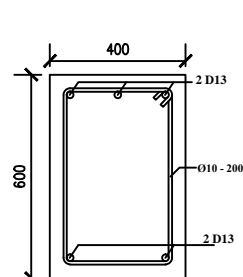
1 : 20	14	19
--------	----	----



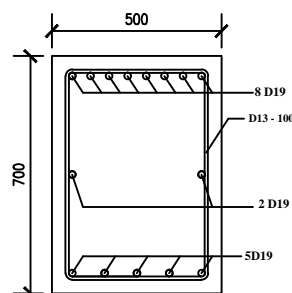
TULANGAN BALOK  
BORDES ATAS



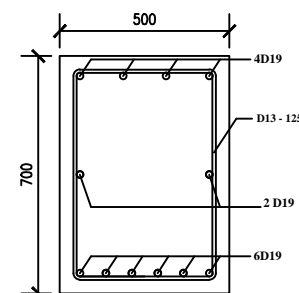
TULANGAN BALOK  
BORDES BAWAH



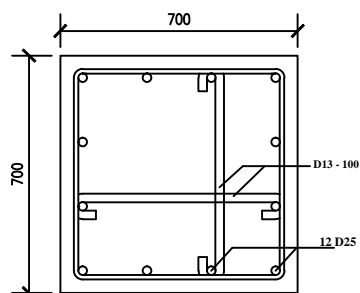
TULANGAN BALOK  
LIFT



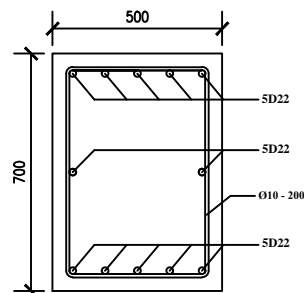
TULANGAN TUMPUAN  
BALOK INDUK



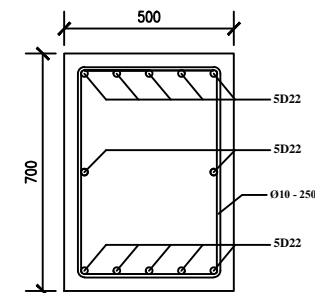
TULANGAN LAPANGAN  
BALOK INDUK



TULANGAN KOLOM



TULANGAN TUMPUAN SLOOF



TULANGAN LAPANGAN SLOOF



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

PENULANGAN BALOK  
PENULANGAN SLOOF

SKALA

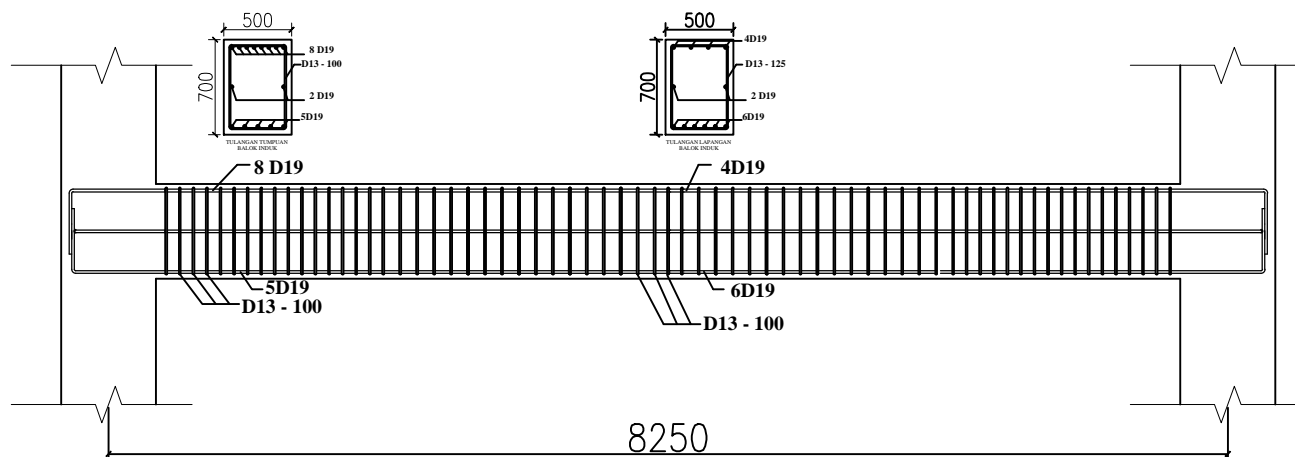
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

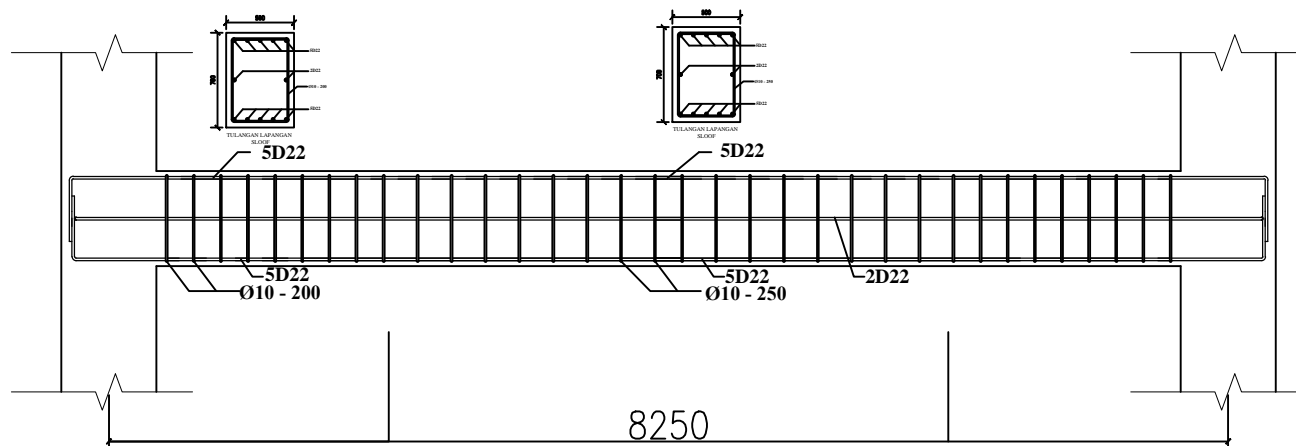
1 : 50

15

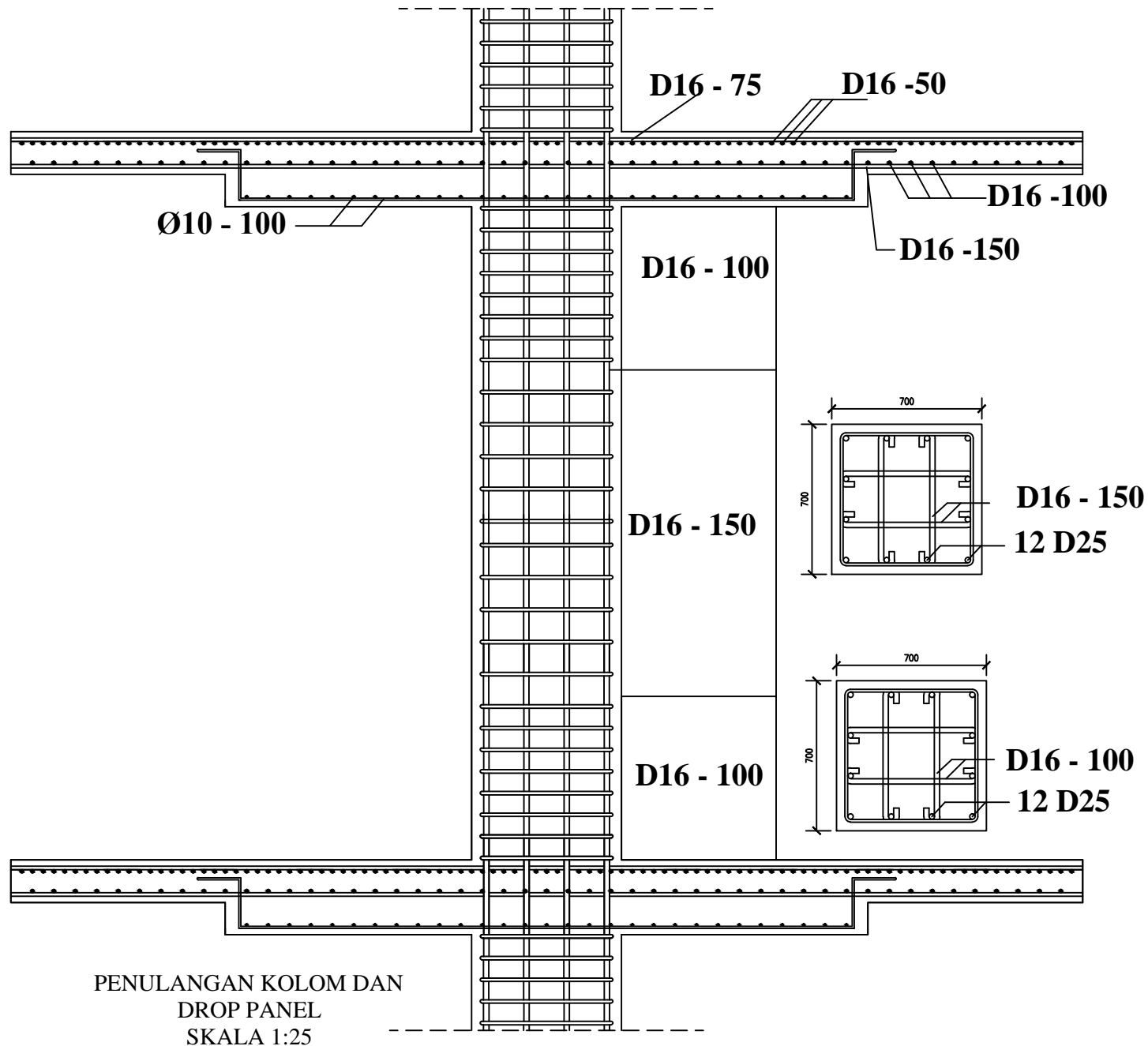
19



 **PENULANGAN BALOK**  
1 : 50



 **PENULANGAN SLOOF**  
1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

PENULANGAN KOLOM DAN  
DROP PANEL

SKALA

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 25

16

19



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

PENULANGAN SHEAR WALL

SKALA

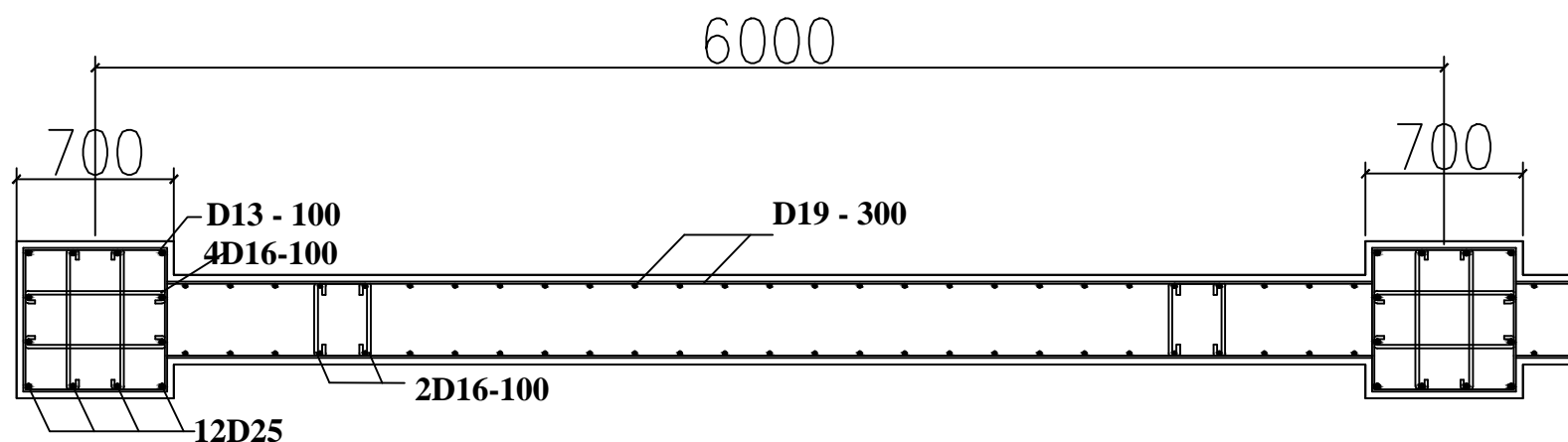
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 30

17

19



PENULANGAN SHEAR WALL

1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

#### JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### KETERANGAN

#### NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

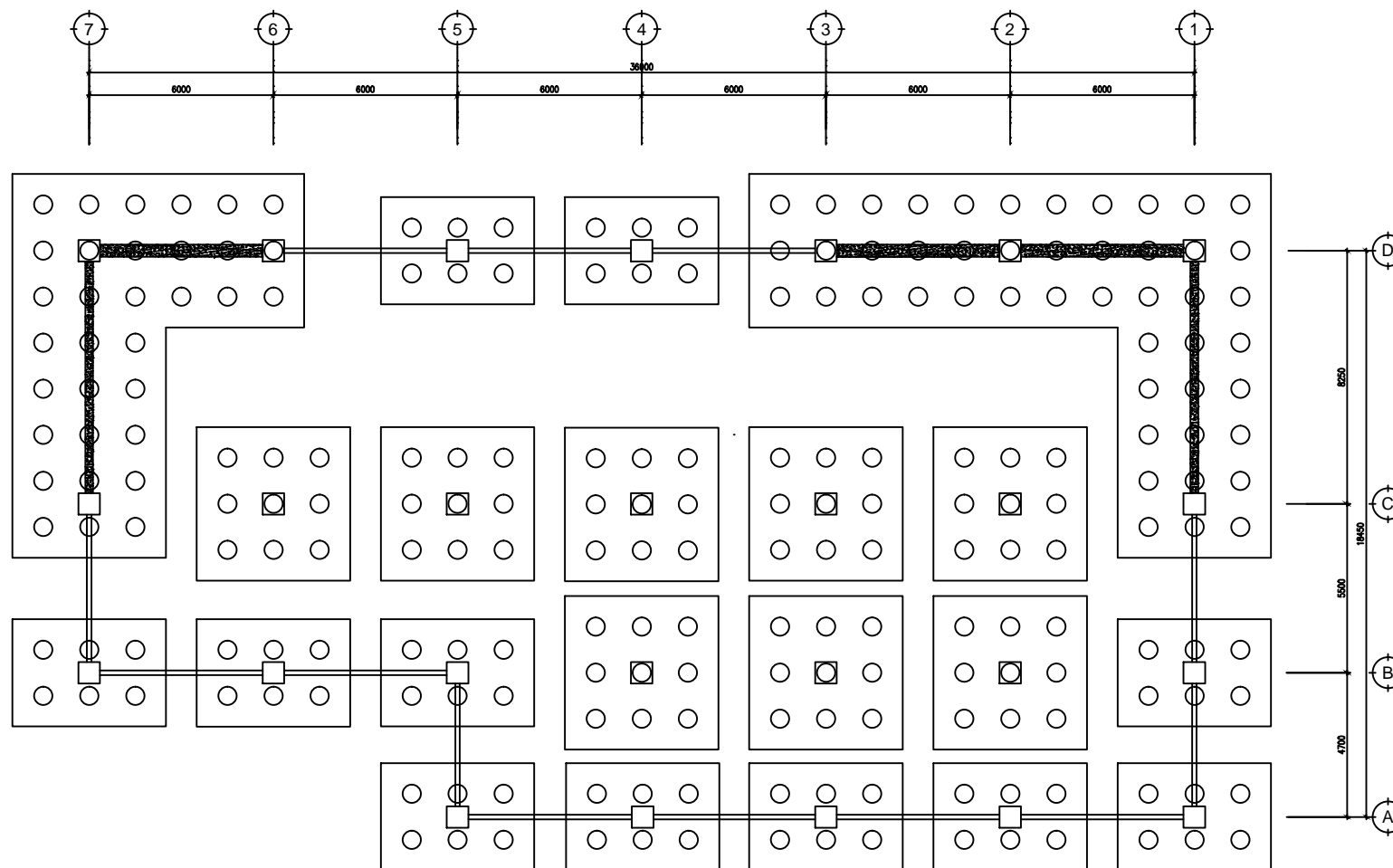
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

#### NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI

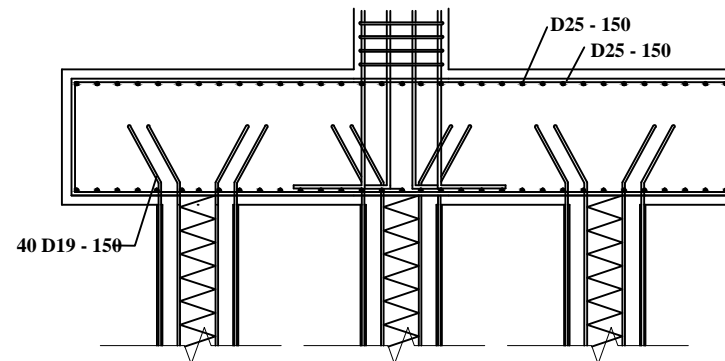
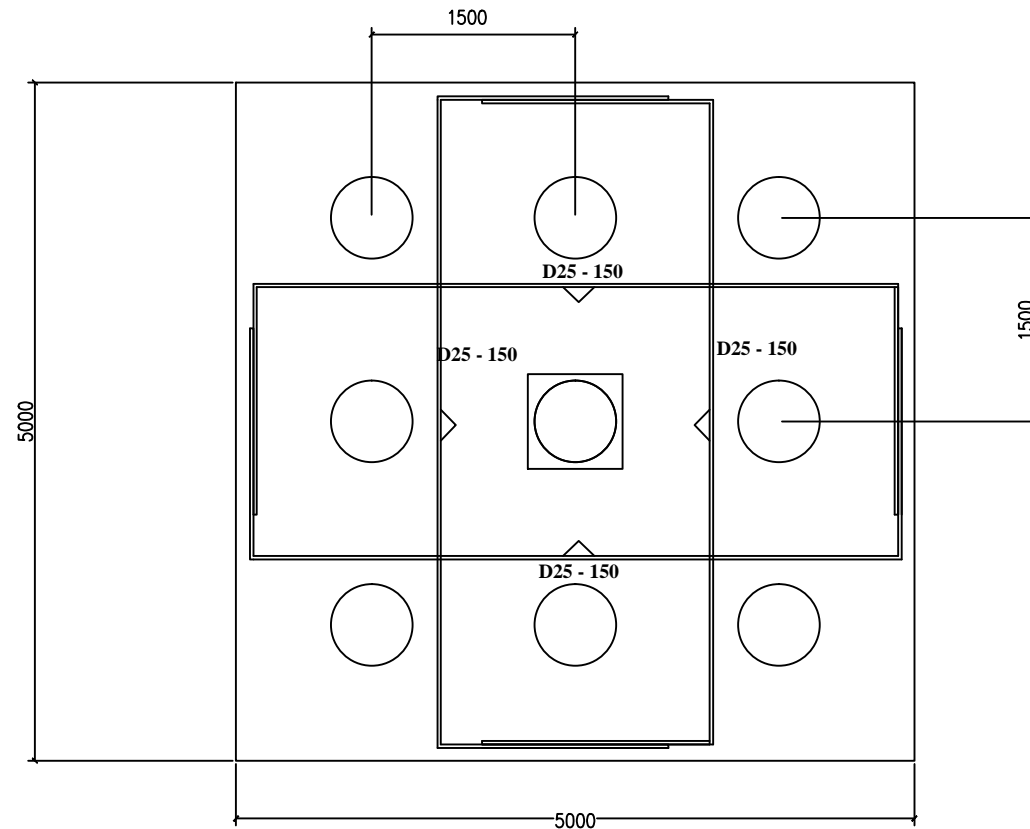
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1 : 200	18	19
---------	----	----



DENAH PONDASI

SKALA 1 : 200



○ PENULANGAN POER  
1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG AMARIS HOTEL MADIUN  
DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
FLAT SLAB DAN SHEAR WALL

DOSEN PEMBIMBING

1. Techn Pujo Aji, ST, MT  
2. Ir. Kurdian Suprpto, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ADRIYAN CANDRA PURNAMA  
3114106038

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

PENULANGAN POER

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	19	19